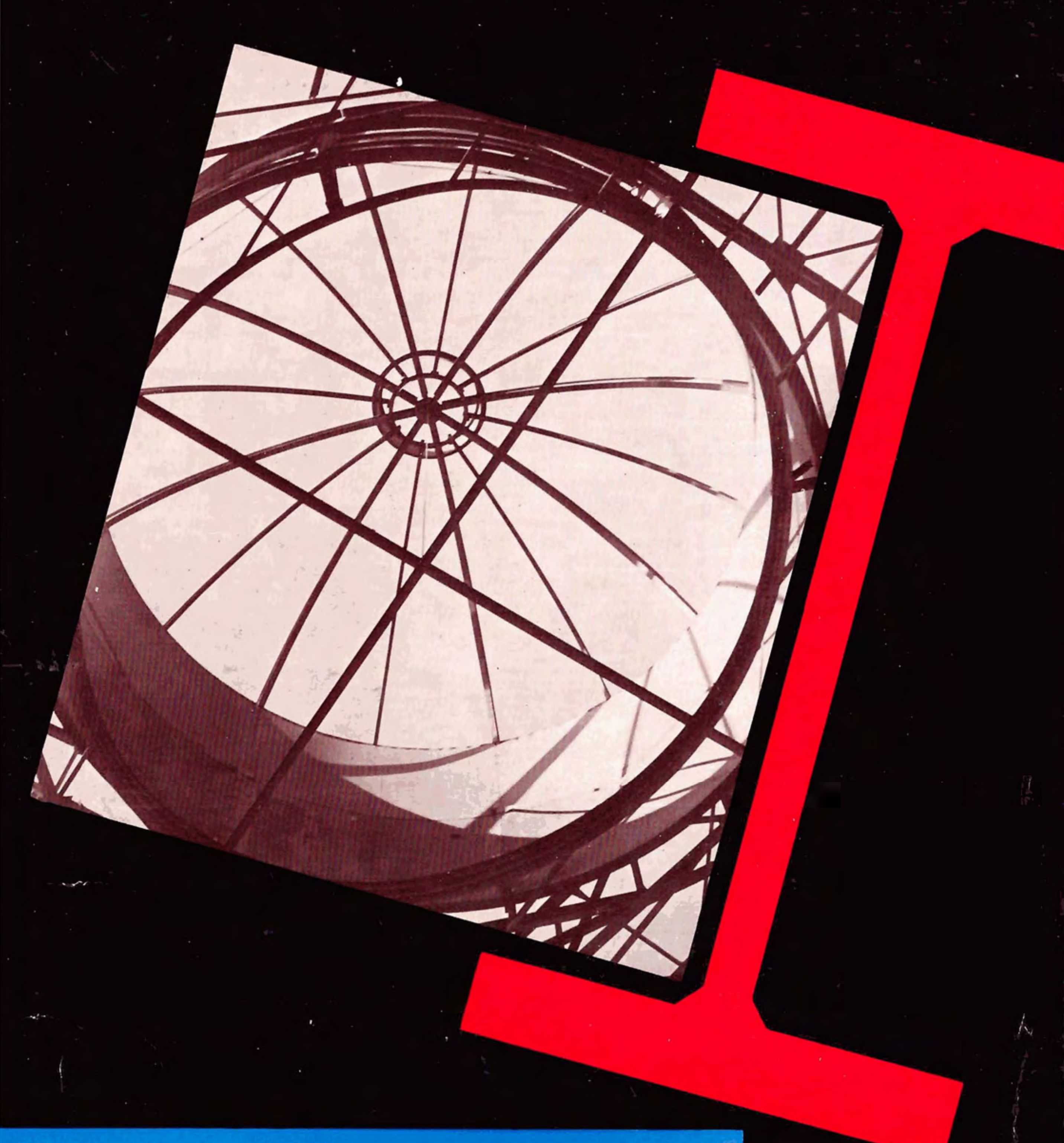
ZEITSCHRIFT DES ÖSTERREICHISCHEN STAHLBAUVEREINE



Stahlbau Rundschau

3. Jahrgang
Heft 1 / 1957

Inhalt

Contents



Stahlkonstruktion der Glaskuppel für einen modernen Kirchenneubau

Steel-construction for a modern church



Zeitschrift des Österreichischen Stahlbauvereines

3. Jahrgang Heft 1 - 1957

Der Stahlskelettbau und sein gegenwärtiger Entwicklungsstand

Nach einem Vortrag, gehalten beim „Österreichischen Ingenieur- und Architektenverein" am 10. Jänner 1956

Von Dipl.-Ing. Dr. techn. Robert Krapfenbauer, Wien

Die Stahlskelettbauweise ist neben der Stahlbetonskelettbauweise nicht nur im Industriebau, sondern auch im Wohnhausbau hinreichend bekannt. Als Stahlskelettbau wird ein vielgeschossiger Hochbau bezeichnet, bei dem die tragende Konstruktion aus Stahl und die Raumabschließung durch Stahl in Verbindung mit anderen Baustoffen erzielt wird.

Der vorliegende Beitrag soll sich jedoch im besonderen mit den Stahlskelettbauten befassen, dies vor allem deshalb, weil es sich nach Meinung des Verfassers schon lohnt, über die konstruktive Gestaltung von Skelettbauten in Stahl einige Vergleichsbetrachtungen und Ausführungsbeispiele des In- und Auslandes aufzuzeigen. Gegenstand des Aufsatzes sollen auch kritische Betrachtungen hinsichtlich Feuerschutz und Schalldämmung sein.

Neuerbaute Hochhäuser gewinnen ständig an Aktualität und es sollte auch dem Stahlbau hierbei bei uns zu seinem Recht im freien Wettbewerb verholfen werden. Es würde jedoch der Sache des Stahlskelettbaues ein schlechter Dienst erwiesen, würde man nicht sofort den Vorteilen die vorhandenen Probleme gegenüberstellen.

Stahlskelettbauten haben folgende Vorteile aufzuweisen:

1. Rascher Baufortschritt, kurze Bauzeit

Es ist hierbei nicht nur der rasche Baufortschritt bei der Montage, sondern auch die Möglichkeit der Überschneidung von Werkstattarbeit mit Baugrubenerschließung und Fundierungsarbeit gemeint. So wurde z. B. erst jüngst beim Bau des Statistischen Zentralamtes in Wiesbaden fast gleichzeitig mit der Fundamentherstellung die Werkstattarbeit begonnen und der vierzehngeschossige Bau dann mit 82.000 m³ umbauten Raum in nur drei Monaten fertiggestellt.

2. Raumersparnisse, mehr nutzbare Grundrißfläche

Dieser Punkt erscheint für eine Vergleichsbetrachtung nicht unwesentlich. Durch die schlanken Abmessungen der Stahlskelettbauweise wurde z. B. beim Bau des Lever-Buildings in New York mit 269 m² je Geschoß eine nutzbare Fläche von 256 m² also 95,3% erzielt. Der Konstruktionsanteil ist demnach nur 4,7%, sonst 7 bis 9%!

3. Leichte Umbaumöglichkeiten auch im Gebäudeinneren

Dieser Vorteil trifft wohl besonders für Industriebauten zu, wo in kürzesten Zeiträumen bereits grundsätzliche Umplanungen in der Produktion und Maschinenaufstellung erfolgen können und wo daher die Stahlbauweise bei weitem anpassungsfähiger als sonst eine Bauweise aufscheint. Bei Skelettbauten der Wohn- und Bürohochhäuser kann dieser Vorteil unter Umständen für die Aufstellung der Zwischenwände und für eventuelle und leicht mögliche Grundrißänderungen von Bürotrakten geltend gemacht werden.

4. Materialswert — auch nach dem eventuellen Abbruch

Dieser Punkt wird bei Vergleichsbetrachtungen oft nicht genügend ins Kalkül gezogen. Es muß jedoch auf die Möglichkeit einer eventuellen Wiederverwendung des Materials hingewiesen werden, vor allem deshalb, weil unsere Bauten mit fortschreitender Industrialisierung immer kurzlebiger werden. Bedenken wir doch, daß Brücken kaum älter als 50 Jahre und Bürohäuser kaum älter als 70 Jahre werden. Es wird vielleicht bereits die nächste Generation über die Unzahl von Massivbautendemolierungen unglücklich sein.

5. Geringere Fundierungskosten, kein Blitzschutz

Das Stahlskelett hat infolge geringeren Eigengewichtes, besonders bei Verwendung arteigener Wand- und Deckenausbildungen, ein wesentlich geringeres Eigengewicht und damit verbunden auch sicherlich geringere Fundierungskosten. Am Rande soll vermerkt werden, daß Stahlskelettbauten fast keinen Blitzschutz benötigen.

Nun sollen aber auch die Probleme genannt werden:

1. Feuerschutz und feuersichere Ummantelung

Dies ist erkanntermaßen in fast allen europäischen Ländern das Kernproblem der Stahlskelettbauweise und im Verlauf dieser Ausführungen wird auf die diesbezüglichen Anstrengungen verwiesen werden.



2. Leichte Wandscheiben bei ausreichendem Wärme- und Schallschutz

Hierfür gibt es bereits viele Beispiele, unter Verwendung von Fertigteilelementen aus Blechen, mit Glas- und Schlackenwollhinterfüllungen, bis zu über zwei Geschossen reichenden fertigen Wandtafeln.

3. Besondere Deckensysteme bei ausreichendem Schallschutz

Hier sind es zwei Probleme, die den Stahlskelettbau bewegen, nämlich die Herstellung einer leichten, wirtschaftlichen und schallschutzsicheren Decke einerseits und einer Decke ohne Schalung und mit möglichst wenig Ortbeton, in sogenannter Trockenbauweise andererseits. Die bei uns üblichen Fertigteildecken eignen sich wohl auch für Stahlskelettbauten, sie bedürfen jedoch oft einer Unterstellung und vor allem der Hinzuführung von mehr oder weniger viel Vergußmaterial. Hier werden in den USA schon lange und auch in Deutschland Wege gegangen, von Herkömmlichem abzuweichen und wie im nachfolgenden gezeigt, sogenannte Trockendeckenelemente aus Stahlblechen mit verschiedenen Auflagen zu verwenden.

4. Straffe Grundrißgestaltung und Achsenteilung

Die Gestaltung durch den Architekten wird dies berücksichtigen durch möglichst regelmäßige Achsenteilungen, besondere Wandelemente usw. Nicht zuletzt hat auch der Mauerwerksbau und Stahlbetonbau seine eigenen Formen.

5. Geeignete Walzprofile und wirtschaftliche Knotenanschlüsse

Der Stahlskelettbau besteht aus einer großen Zahl von biegebeanspruchten Unterzügen bzw. Deckenträgern und den zugehörigen druckbeanspruchten Stützen und Stielen. Es tritt hierbei der Vorteil eines statisch günstigen Profiles, wie es sich im Breitflanschträger zeigt, besonders hervor. Die Vorteile des letztgenannten liegen jedoch auch bei den günstigeren Bedingungen für die Flanschanschlüsse, weshalb die Erzeugung dieser Profile in die österreichische Produktion wohl sehr wünschenswert wäre. In Deutschland hat man auch bereits eine weitere Steigerung der Wirtschaftlichkeit in der sogenannten leichten Reihe, ge-

Bild 1: Elfgeschossiges Hochhaus in Puddelstahl aus dem Jahre 1890 (USA). (Archiv: Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf)

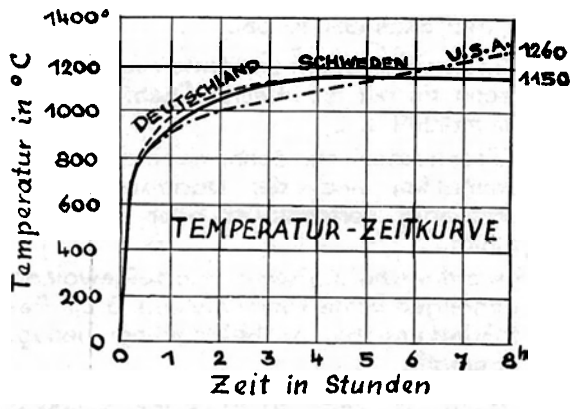
Fig. 1: Eleven-storied high building of puddled steel (built 1890 in the USA)

nannt IPL, vorgenommen, neben der es nun auch noch eine dritte schwere Reihe, genannt IPV, geben soll.

Es darf auch kurz das Alter der Stahlskelettbauweise seine Würdigung finden: In den USA entstand um 1890 das erste elfgeschossige Hochhaus mit einem Skelett aus Puddelstahl. Es wurde in der Zeit zwischen den beiden Weltkriegen niedergelegt, wobei sich der Stahlskelettbau als so gut erhalten erwies, daß seine Einzelteile wieder verwendet werden konnten.

Es ist seit der Erfindung des Windfrischens nach Bessemer und Thomas 1854, bzw. 1876 und des Herdfrischens nach Siemens und Martin 1864 und die darauffolgende Entwicklung der Walztechnik der Stahlskelettbau mit respektablen Bauwerken bald überall zu finden:

1851 — Kristallpalast der Weltausstellung London, allein 3.800 t Gußeisen und 700 t Schweißeisen.
1860 — Münchner Glaspavillon.
1873 — Wiener Rotunde.
1889 — Eiffelturm.
1890 — Das im Bild 1 gezeigte elfgeschossige erste Stahlskeletthochhaus in den USA.



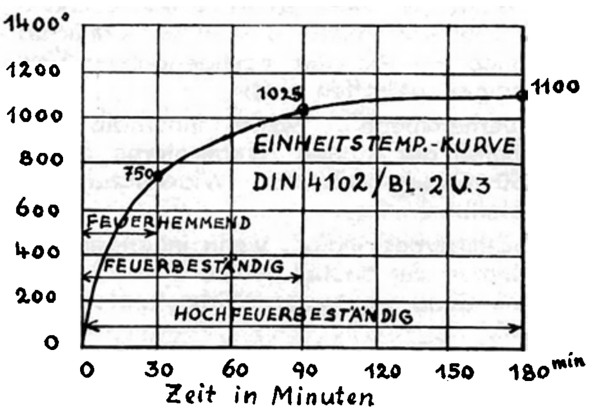
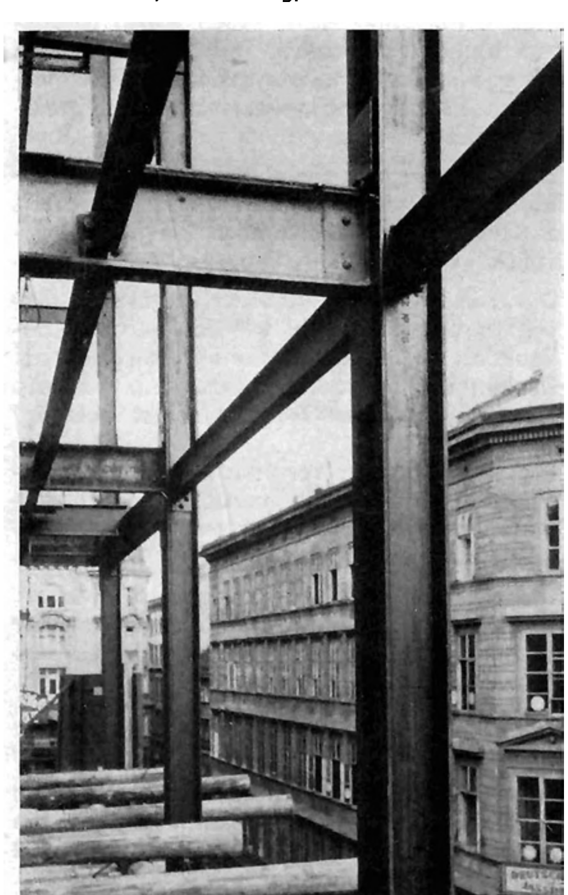


Bild 3: Einheitstemperaturkurven

Fig. 3: Specific temperature curves

Bild 2: Wiener Stahlskelettgebäude aus dem Jahre 1930 (Rotenturmstraße/Lichtensteg)

Fig. 2: Steel framed building (built 1930 in Vienna, Rotenturmstraße/Lichtensteg)



Es soll hier auch das älteste Wiener Stahlskelettgebäude aus dem Jahre 1930 erwähnt werden. Es handelt sich um ein Geschäftshaus in der Rotenturmstraße, Ecke Lichtensteg Nr. 2, mit der Gesamthöhe von 24,5 m. Das System besteht aus einem Rahmenunterteil und einem gelenkig darauf sitzenden, 2 m vorkragenden Oberteil. Errichtet von der Fa. Waagner-Biró nach dem Entwurf von Dr. Bleich hat das Gebäude den letzten Krieg glücklich überstanden.

Und nun wieder zu den eingangs erwähnten Problemen:

Hier voran wieder das Kernproblem, so möchte ich es nennen, der Feuerschutz:

Als feuerbeständig im Sinne der Bauordnung gelten Decken, Wände, Unterzüge, Träger, Stützen und Treppen dann, wenn sie:

a) unverbrennbar sind

b) unter dem Löschwasser- und Brandeinfluß ihre Tragfähigkeit und ihr Gefüge nicht wesentlich ändern und

c) den Durchgang des Feuers geraume Zeit verhindern.

Dies trifft demnach zu bei:

a) „Eisernen" Trägern und Unterzügen dann, wenn sie mit feuerbeständigem Material ummantelt sind,

b) „Eisendächer" nur dann, wenn die Binder ummantelt sind, der Dachraum feuerbeständig verschalt ist oder unbenützt bleibt,

c) Unterflansche zwischen Platzelgewölben benötigen keine Ummantelung, 3 cm Betondeckung bei Ausbetonierung genügt ebenfalls.

Daneben gilt auch DIN 4102/Blatt 2 und 3 — der ÖNORM-Entwurf B 3800 soll ähnliches beinhalten — wo die nachgenannten Vereinbarungen getroffen sind:

„Feuerhemmend", wenn innerhalb von 30 Minuten der Bauteil Temperaturen kleiner als 750 Grad wirksamen Widerstand entgegenstellt.

„Hochfeuerbeständig", wenn innerhalb von 180 Minuten der Bauteil Temperaturen kleiner als 1100 Grad wirksamen Widerstand entgegenstellt.

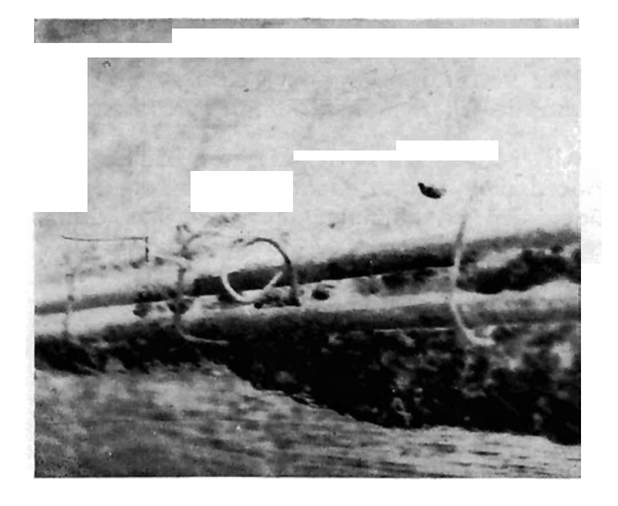
Wie Bild 3 zeigt, sind diese Temperaturkurven, auch „Einheitskurven" genannt, in Deutschland, Schweden und den USA praktisch gleich und auch in England ähnlich.

Man fragt sich nun, welchen Zustand sozusagen der unverkleidete Baustoff Stahl bei diesen Temperaturen bekommt. Hier geben uns nachstehend entnommene Untersuchungen des Schweizer Ingenieurs und Stahlbauunternehmers Dr. Geilinger Auskunft:

Der E-Modul sinkt bei 600° C bereits auf seinen halben Wert ab, sodaß praktisch die Tragfähigkeit erschöpft ist und biegebeanspruchte Träger gefährliche Durchbiegungen erleiden würden.

Bild 4: Brandzerstörte Stahlbetonrippendecke

Fig. 4: Ribbed ceiling of reinforced concrete destroyed by fire



Die Zugfestigkeit fällt ab 350° C rapid ab, bis sie etwa bei 500° sogar die Fließspannung überschneidet.

Geilinger kommt zu dem Schluß, daß der E-Modul bei 350° noch 85% des ursprünglichen Wertes beträgt und daß ein Feuerschutz erst erforderlich wäre, mit gewissen Einschränkungen, wenn bei einem Brand, der den ganzen Querschnitt erfaßt, Temperaturen von 150° bis 400° C erreicht werden.

Nun wären nach der bereits genannten DIN-Norm aus dem Jahre 1940 die stählernen Stützen mit oder ohne Ausfüllung des Kerns, mindestens 6 cm, abstehende Flansche mindestens 3 cm zu ummanteln; bei stählernen Trägern und Unterzügen müßte die Flanschfläche mindestens 3 cm dick durch Putz aus Kalkzementmörtel oder Kalkgipsmörtel mit eingelegtem Drahtgewebe gedeckt sein oder eine Deckung aus anderen gleichwertigen Baustoffen erhalten.

Aber auch Stahlbetonstützen und Stahlbetonplatten müßten mit 1½ cm Putz aus Zementmörtel 1 : 4 nach Abs. C/2 derselben Norm versehen werden, auf den Putz dürfte demnach nur verzichtet werden, wenn die Stützenbreite mindestens 30 cm und die Würfelfestigkeit mindestens B 225 entspricht.

Dies ist bei uns nicht sehr üblich. Aus Bild 4 kann entnommen werden, daß bei einer Stahlbeton-Rohrzellendecke einer Halle in Wien fast die gesamte Unterfläche durch einen Kriegsbrand bloßgelegt wurde. Man sieht deutlich die ausgeglühten Armierungsstangen; die Hallendecke besteht noch, wenn auch bei geringerer Nutzbelastung.

Es wäre gegen diese geforderten Betonumhüllungen und Ummantelungen ja nichts einzuwenden, wenn sie nicht so „stahlbaufeindlich" wären:

1. Die Umhüllung gibt erzwungenermaßen dieselben Schalarbeiten wie bei einer Konstruktion in Stahlbetonskelettbauweise; bei Decken nur mit dem Unterschied, daß die Schalung auf den Trägern selbst befestigt werden kann.
2. Die Umhüllung verursacht Frischbetonzufuhren und damit verbunden Bauzeitbehinderungen, Baustellenverunreinigungen, sowie ein großes Totgewicht.

Nicht immer kann ebenso gebaut werden, wie es seinerzeit dem Architekten Mies van der Rohe mit einem Gebäude aus Stahl und Glas gelang.

Wir müßten uns vorerst zwei Fragen vorlegen:

a) Ist es überhaupt notwendig und rechtfertigen es die Erfahrungen des letzten Krieges, die Anwendung der noch bestehenden DIN 4102 verbindlich einzuhalten?

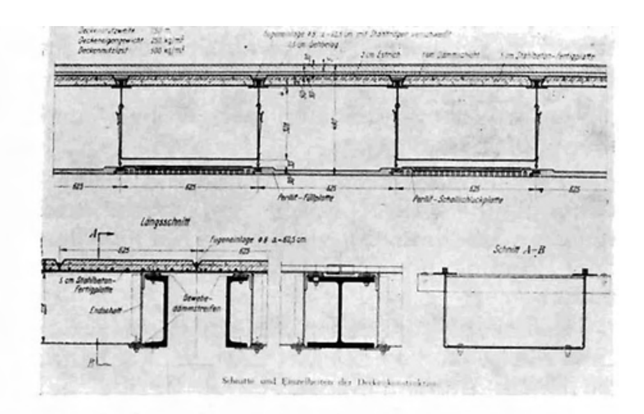


Bild 5: Deckensystem mit Fertigteilelementen

Fig. 5: Lining of supports with prefabricated component parts

b) Welche Mittel außer Beton genügen ebenfalls den gültigen Vorschriften und einschlägigen Normen?

So hat sich bei zahlreichen Großbränden des letzten Krieges gezeigt, daß Stützen mit Kernausfüllung einer stunden- und tagelangen Brandeinwirkung besser standhielten, als ausdrücklich ummantelte, besonders dann, wenn die Ummantelung durch Sprengeinwirkung beschädigt wurde. Mit dieser Kernausfüllung ist auch durch Versuche von Prof. Graf eine Erhöhung der Tragfähigkeit verbunden.

Bild 5 zeigt das Detail einer Deckenausbildung, wo die tragenden Stahlprofile mit Fertigbetonplatten verkleidet sind.

Es darf auch nicht unerwähnt bleiben, daß in großen Städten normalerweise binnen drei Minuten die Feuerwehr mit modernsten Löschgeräten zur Stelle ist, was bei den heute besprochenen Wohn- und Bürohochhäusern mit den darin befindlichen sogenannten „Brandkilogrammen" für eine rechtzeitige Löschung genügt. Und in Krisenzeiten sind sowieso alle Verhältnisse und Maßstäbe anders.

Hier erscheint es beispielsweise interessant, daß die Hochhäuser fast keinen Luftschutzbau beachten, da die Entleerungszeit in keinem Verhältnis mit der Warnungsmöglichkeit steht. Die Kellerdecken sind wohl manchmal auf Trümmerlast bis zu 5000 kg/m² bemessen und Wände hierzu mit mindestens 50 cm starkem Beton gegen Atomstrahlung versehen.

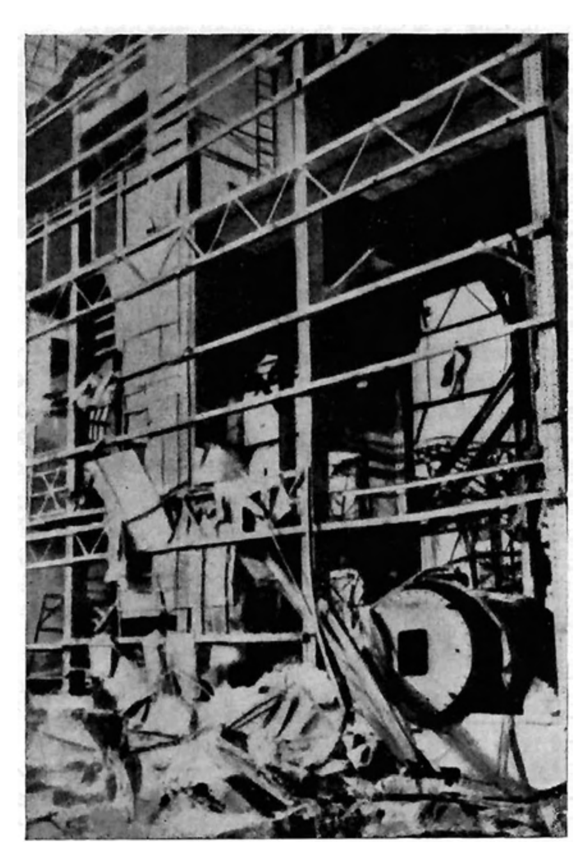
Die Unterteilung der Objekte mittels Brandschürzen, auch automatisch zufallend, und einer genügenden Anzahl von Feuerwehrlöschgeräten genügten nach Ansicht des Verfassers für eine Lokalisierung eines Brandes bis zum Eintreffen der Feuerwehr.

Bild 6 ist die Wiedergabe eines Stahlskelettbaues aus Hiroshima in 800 m Entfernung vom sogenannten Null-Punkt. Die Ausfachung ist wohl herausgeschlagen, jedoch wurde hierbei ein Druckausgleich geschaffen und der Bau selbst nur leicht beschädigt. Man wird demnach neben dem Feuerschutz auch den Luftdruckschutz beachten müssen, wofür sich das Stahlskelett infolge seines elastischen Anpassungsvermögens besonders eignet.

Nach Information des Deutschen Stahlbauverbandes befindet sich das deutsche Normblatt DIN 4102 bereits in Überarbeitung. In diesem Zusammenhang wird auch erwähnt, daß der Gedanke für eine Klassifizierung oder ein Punktsystem, ausgedrückt durch den Quotienten des brennbaren Gewichtes, bezogen zum umbauten Raum und unter Berücksichtigung der Nebenbaustoffe, Dämmwirkung, Lage und Anordnung der Verkehrswege und des Objektes selbst erwogen wird. Diese Klassifizierung ist nicht nur für die Feuerversicherungen von Interesse, sondern hat in Deutschland bereits in einigen praktischen Fällen zu Bedingungen geführt, die dem Stahlbau die Möglichkeit gaben, auch in solchen Fällen zu konkurrieren, wo unter normalen Verhältnissen dies wegen der schweren Betonummantelungen nicht möglich gewesen wäre. Die Grundgedanken einer solchen Bewertung wurden bereits 1953 anläßlich der Schweizer Stahlbautagung von Geilinger mündlich und schriftlich dargelegt.

Bild 6: Stahlskelettbau aus Hiroshima (Archiv: Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf)

Fig. 6: Steel framed building (Hiroshima)



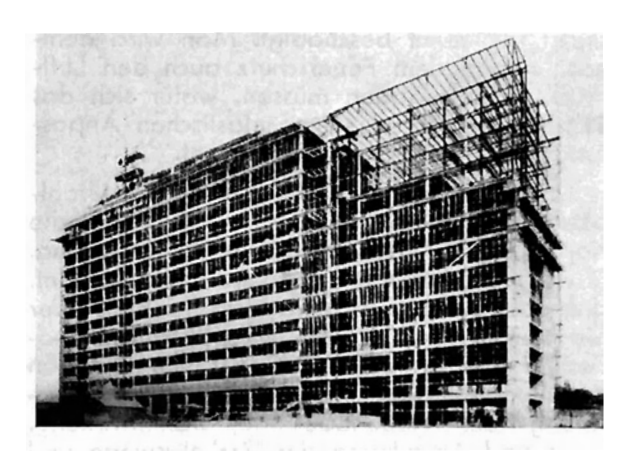


Bild 7: Bundesstatistisches Zentralamt in Wiesbaden
Fig. 7: State Central Office for Statistics (Wiesbaden)

Bei dem bereits erwähnten Bau des Bundesstatistischen Zentralamtes in Wiesbaden (Bild 7) wurden Stützen und Unterzüge durch eine in den USA bekannt gewordene und auch in Frankreich verwendete Art feuersicher ummantelt. Durch Zusatz von Vermiculit, einem Glimmerzuschlag oder Perlit, einem vulkanischen Gesteinszuschlag, die etwa bei 1100° C ihr Volumen auf nahezu das Zehnfache infolge Verdampfung ihres Kristallwassers vergrößern und daher aufblähen, wird bei geringerem Eigengewicht eine ausgezeichnete Wärmedämmung und Feuersicherheit erzielt. Statt der bisherigen Ummantelung von 6 bzw. 3 cm genügt hier 3 bzw. 1,5 cm. Vermiculit wird im Verhältnis 1 : 4 dem Gipsmörtel zugesetzt. Nicht zuletzt gibt Gips an sich bereits einen wesentlich höheren Feuerwiderstand. Bei den vorgeschriebenen Brandversuchen betrug die Temperatur an den Unterflanschen der Stahlträger nur 125° C, während 250° zulässig waren. Auch für die Unterzüge und Stützen war die geforderte Feuerbeständigkeit nachgewiesen worden.

In diesem Zusammenhang kann vermerkt werden, daß wir in Österreich bei der Zentralstelle für Brandverhütung und deren Landesstellen ebenfalls ein solches Brandhaus für Versuchszwecke in Linz besitzen, wo Versuche mit und ohne Wasserstrahleinwirkung für neue Schutzmittel überprüft werden können.

Die Anstrengungen hinsichtlich ökonomischer Erzielung von Feuerbeständigkeit in Beziehung zum Gesamtbauvorhaben finden noch ihren Ausdruck in der Entwicklung besonderer Anstrichstoffe.

Interessant erscheint die Feststellung von Radonsky (Stahlbau 1953, Heft 10), daß trotz der vorhandenen amerikanischen Feuerschutzvorschriften in einigen Fällen dort Stahlskelettkonstruktionen ohne Verkleidung zugelassen wurden. Die belgischen Versicherungsgesellschaften sollen die Prämien für die nicht verkleideten Stahlskelettbauten wie für Stahlbetonkonstruktionen und Massivbauten im gleichen Risiko festgesetzt haben.

Nun zu den Problemen der Wärme- und Schalldämmung:

Die Aussteifung der Skelettbauten erfolgt zweckmäßigerweise durch horizontale und vertikale Scheiben, die gleichzeitig die Funktion des Wärme- und Schallschutzes zu erfüllen haben.

Hierbei ist für den Schallschutz in erster Linie die Sollkurve nach DIN 52211 maßgebend, mit einem Trittschallpegel von 70 Dezibel bei 100 Hertz, 50 Dezibel Schalldämmung bei 3200 Hertz.

Die Luft- und Körperschalldämmung ist nun auch vom Gewicht abhängig und grob abschätzbar nach einem Gesetz von Berger. Nach diesem hat eine einschalige Wand von 100 kg/m² Gewicht bestenfalls 40 Dezibel Luftschalldämmung und eine Decke von 200 kg/m², Gewicht ca. 44 Dezibel. Die mittlere Luftschalldämmung jeder Decke, als auch der Wohnungstrennwände soll mehr als 48 Dezibel betragen. Zum Vergleich: eine gemauerte, 25 cm starke Wand hat 50 bis 52 Dezibel, eine Stahlbetonplatte von 12 cm Dicke ca. 48 Dezibel.

Nun sind aber diese Sollwerte noch durch viele Faktoren beeinflußbar und der Projektant für den Stahlskelettbau, wie auch der Erfinder neuer Decken- und Wandsysteme werden ohnedies zweckmäßigerweise einvernehmlich mit den damit befaßten Fachleuten und Versuchsanstalten zusammenarbeiten.

Hinsichtlich der Wärmedämmung gibt es ebenfalls verschiedene technische und physikalische Erfordernisse:

Sie werden angegeben mit m² × Stunde x° C/kg Kal. und die Mindestdämmwerte sind in der ÖNORM B 8110 festgehalten.

Hervorgehoben werden muß hier nur, daß es Dämmstoffe gibt, die typische Wärmedämmer sind und andere, die infolge ihrer Elastizität Schalldämmvermögen besitzen. Es gibt nun eine große Zahl von Wärmedämmern, die absolut nicht gleichzeitig Schalldämmer sind.

Folgende Stoffe z. B. sind ganz oder in erster Linie Wärmedämmstoffe:

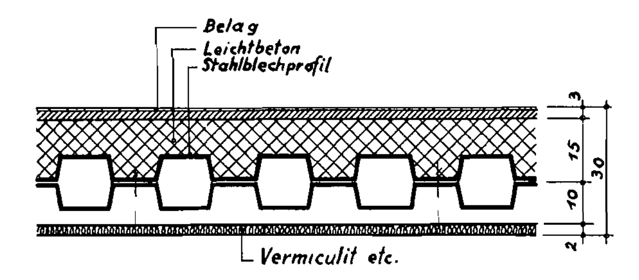
a) Leichtbeton mit natürlichen und künstlichen Zusätzen — (Bims-, Poren- und Zellenbeton etc.). $\gamma = 1{,}0$—$1{,}4$ t/m³:

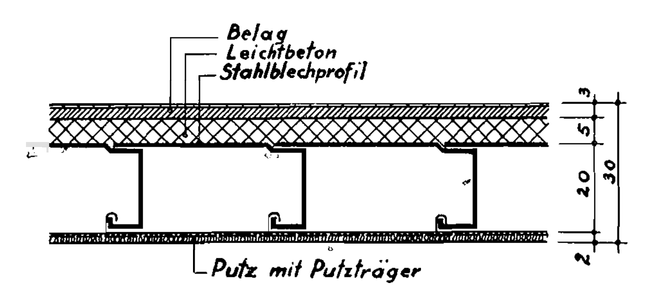
b) Kieselgur (Diatomeenerde). $\gamma = 0{,}3$ — $0{,}8$ t/m³.

c) Holzwolleplatten, gebunden mit Zement, Magnesit oder Gips (Heraklith, Sigerith etc.). $\gamma = 0{,}36$ — $0{,}46$ t/m³, wobei Heraklith zur Herstellung einer zweiten Schale für Wand und Decken in der Bauakustik gut verwendet wird.

Nachfolgend genannte steinige und pflanzliche Schalldämmstoffe können ebenso gut im Wärmeschutz verwendet werden:

a) Schlackenwolle — nicht gepreßt 30 cm dick, gepreßt 10 cm. Sie wird bei auftretender Feuchtigkeit unter Umständen infolge ihrer Hochofenprozeßrückstände gegen Stahl aggressiv, so daß letzterer geschützt werden muß.
b) Steinwolle — auch Mineralwolle genannt. Mit Koks im Ofen geschmolzen und mittels Düsen zu Fäden gezogen.
c) Glasfasern oder Glaswolle.
d) Seegras, Kokosfasern, Holzwolle.





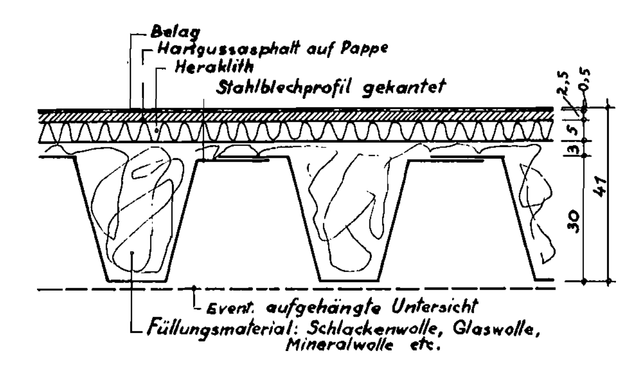


Bild 8: Amerikanische Stahlzellendecken

Fig. 8: American steel cell ceilings

Bild 8 zeigt amerikanische Beispiele von Stahlblechdecken: Die Aufbetonschicht bildet gleichzeitig den Druckgurt, die untere feuersichere Verkleidung von 2 cm Gipsputz auf Putzträger ist jeweils aufgehängt. Das Eigengewicht der Decke beträgt 200 kg/m^8.

Ein ähnliches Beispiel einer deutschen Stahlzellendecke in sogenannter Trockenbauweise ist aus dem Jahre 1933 bekannt. Die Einzelelemente bestehen dort aus gekantetem Blech im Abstand von 500 mm, sie haben verstärkten Untergurt, auf dem gleichzeitig die Bimsbetonplatten der zweischaligen Decke aufliegen. Das Gesamtgewicht dieser Ausführung betrug ca. 265 kg/m^3.

Nun folgt ein Wanddetail, entnommen den Merkblättern des Verbandes Schweizerischer Stahl-, Hoch- und Brückenbauunternehmungen. Es handelt sich bei Bild 9 um den Anschluß einer Zwischenwand an einen Steher des Tragsystems. Auffällig wird hierbei, daß der Steher außen (zwischen den Wetterschenkeln) unverkleidet ist und innen eine Hartholzverkleidung mit feuerhemmender Dämmfüllung besitzt.

Amerikanische Beispiele für die Parapetausbildung und Wandverkleidung zeigen des öfteren Alu-Tafeln mit dahinterliegender Hohlblock- oder Leichtbetonwand sowie Fertigelementplatten, bestehend aus Winkelrahmen mit Blechverkleidung und wärmedämmender Hinterfüllung mit Innenputz.

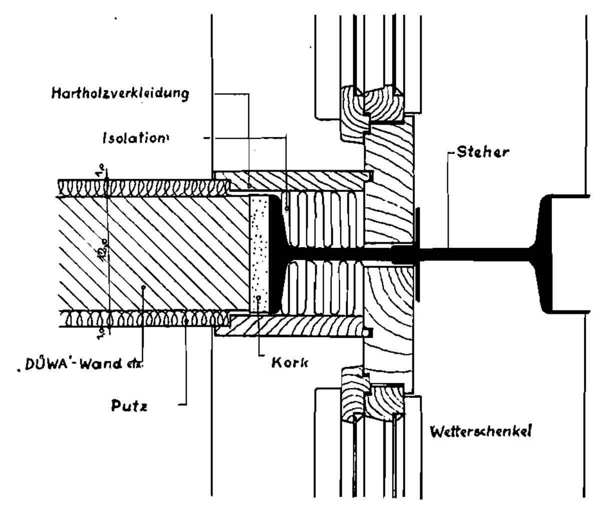
Nun soll auch einiges vom statischen Aufbau und der konstruktiven Gestaltung der Stahlskelettbauten gesagt werden.

Hierbei ergeben sich dem Stahlbauer eine Fülle von Sonderproblemen, die selbstverständlich zum Ziel ein Minimum von Material und Arbeitszeit haben.

Dazu müssen jedoch die Interessen sämtlicher mit dem Bauwerk befaßten Kreise rechtzeitig zusammengefaßt werden:

Bild 9: Zwischenwandanschluß und Stützenverkleidung (Archiv: Schweizer Stahlbauverband, Zürich)

Fig. 9: Partition wall connection lining and support lining



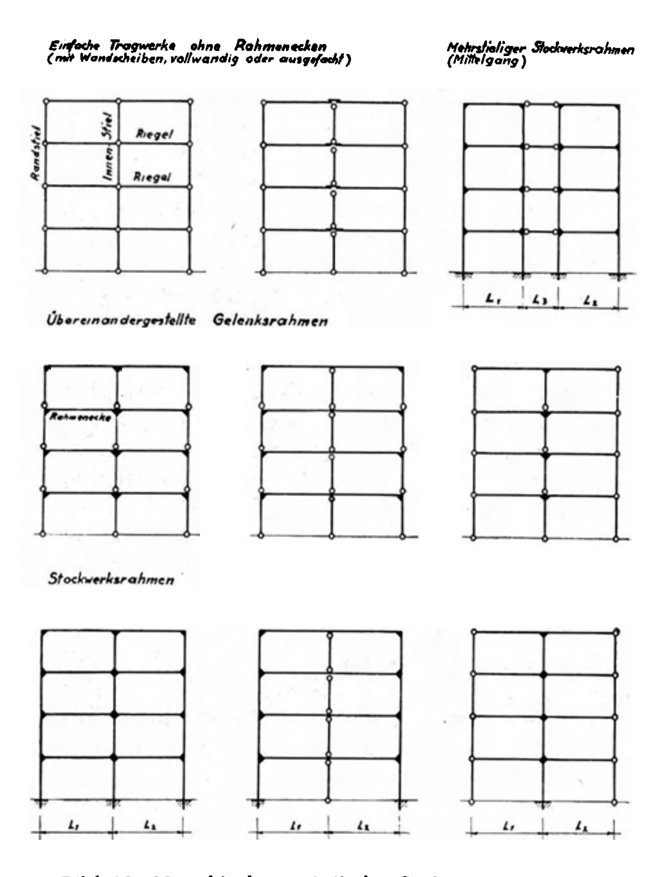


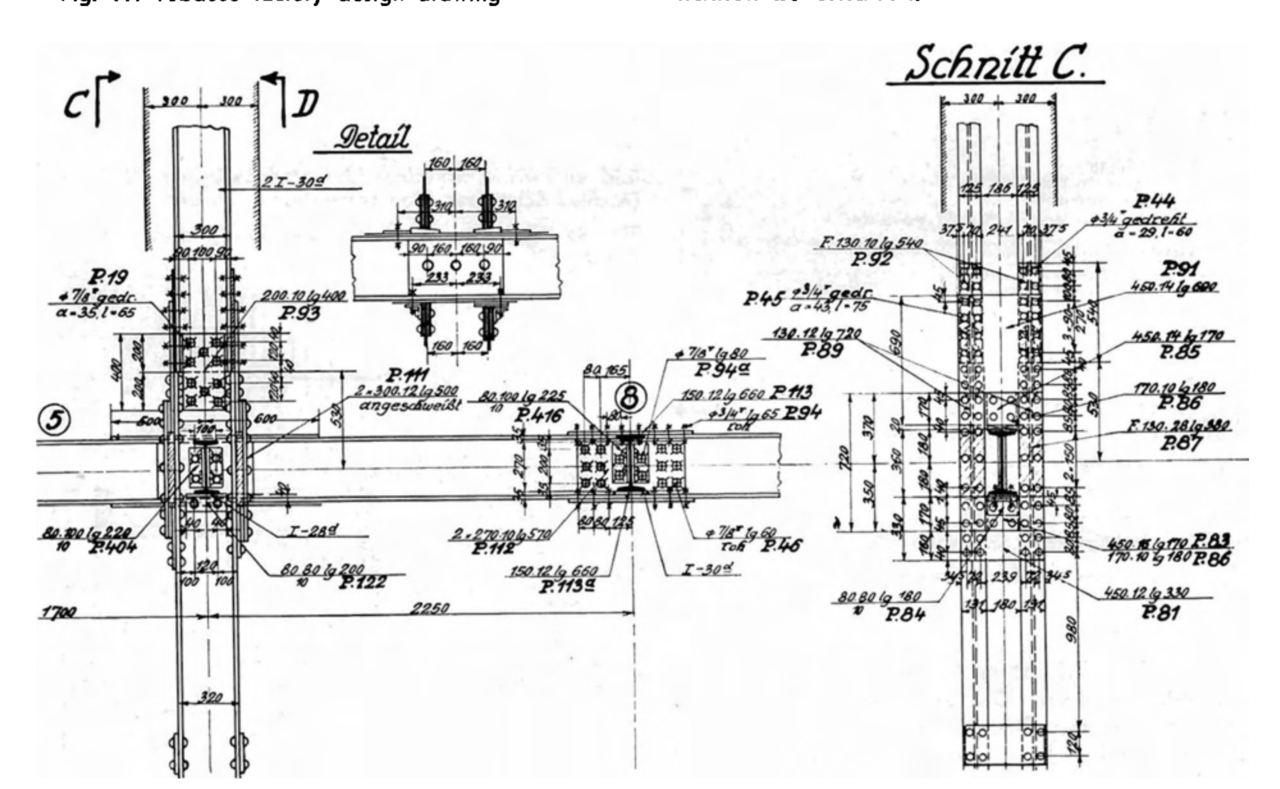
Bild 10: Verschiedene statische Systeme
Fig. 10: Various statical systems

Bild 11: Knotenausbildung Tabakfabrik Linz
Fig. 11: Tobacco factory design drawing

1. Straffe Grundrißgestaltung und einheitliche Achsenteilung, möglichst wenig Stützen im Gebäudeinnern.
2. Zweckmäßige Systemwahl und wirtschaftlichste Querschnitte.
3. Richtige Wahl von Baustoff, Deckensystem und Wandausbildung.

Bild 10 zeigt in vergleichender Darstellung die verschiedenen Systeme des statischen Aufbaues der Stahlskelettbauten. Sie können als übereinandergestellte Mehrgelenksrahmen, wie auch als reine Stockwerksrahmen ausgebildet sein. Es können auch alle Knoten gelenkig, mit entsprechenden Wandscheiben- und Deckenscheibenaussteifungen aufgefaßt werden.

Die Systemwahl wird auch für die Montage von großem Interesse sein, aber sie wird zumeist bedingt durch eine gute und glückliche Zusammenarbeit mit dem Architekten. So sollten die Stützenteilungen erst nach gemeinsamer Arbeit festgelegt werden. Es erscheint besonders im Stahlhochbau von Wichtigkeit, daß der Architekt versucht, dem Tragsystem gewisse Konzessionen zu machen. Es ist schließlich bei einer Projektierung für Mauerwerksbau einerseits oder Stahlbetonskelettbau andererseits ebenso der Fall, daß der Architekt vor Beginn der Achsenfestlegung an den Baustoff denkt, und es wäre nicht zuviel verlangt, bei einer Ausschreibung eines Hochhauses dann eben unter Umständen zwei Varianten von System- und Achsenanordnungen zu studieren, um einen richtigen Vergleich der Wirtschaftlichkeit zu erhalten.



Die Stützenabstände sind je nach Belastung und Deckensystem als auch je nach dem Gestaltungswillen bei den einzelnen Bauvorhaben sehr verschieden. Sie betragen bei den meisten bekannten Stahlskelettbauten in der Längsrichtung 4 bis 6 m und in der Trakttiefe 5,5 bis 7,5 m, wobei die Stützenteilung unter Einbeziehung eines meist 2,50 m breiten Mittelganges günstige Verhältnisse ergibt.

Zur Wahl des Baustoffes ist zu sagen, daß in letzterer Zeit immer mehr die Verwendung hochwertiger Stähle bekannt wird. So ist für das in allerjüngster Zeit erbaute Statistische Zentralamt in Wiesbaden für die Unterzüge und Stiele St 52, für die Deckenträger jedoch bei Walzprofilen St 37 verwendet worden.

Die Stahlsorte wird durch die Überlegungen der Schweißbarkeit, Walzbarkeit, Festigkeit und Formänderung bestimmt; beim letztgenannten Bauvorhaben wurden vielfach Breitflanschträger der Reihe IP und IPL als auch IPV 30 neben dem normalen NP 30 verwendet. Bei gleicher Bauhöhe ergibt sich somit eine große Auswahl in den Widerstands- und Trägheitsmomenten und damit auch in der Wirtschaftlichkeit.

Es werden nicht nur genietete Stahlskelettkonstruktionen, sondern auch teilweise oder ganz geschweißte ausgeführt. Die Entwicklung der Schweißtechnik erlaubt bereits eine bedenkenlose Anwendung der Schweißverbindungen, nicht nur im Hochbau, sondern wie allgemein bekannt, ja auch bei Straßenbrücken und Eisenbahnbrücken.

Die konstruktive Gestaltung der Skelettbauten findet jedoch in ihren Rahmenecken eine Vollendung. Diese Rahmenecken müssen nämlich innerhalb der Wand- und Deckenverkleidungen verbleiben, dürfen also nicht in den Raum hineinreichen, auch sollen sie möglichst unauffällig sein. Es haben sich hierbei zwei Konstruktionen herausgebildet, die eine bei der genieteten Bauweise mit Keilen, die andere bei der geschweißten Verbindung mit Stegblechverblattung und seitlichen Laschen.

Bild 11 zeigt eine derartige Keilverbindung von Stahlskelett der Tabakfabrik Linz (als auszugsweise Planwiedergabe), ausgeführt von der Fa. Waagner-Biró Wien im Jahre 1930. Man sieht die Keile für die Übertragung der Kontaktspannungen und die hiezu erforderlichen und aufwändigen Futterauftragungen. Die Riegel mußten durch die zweiteiligen Stützen hindurchgeführt werden, die Keile wurden nachträglich durch Schrauben gesichert.

Eine bekannt gewordene Knotenausbildung auf Bild 12 vom Gerlinger Hochhaus in Köln mit halbseitiger Ausklinkung und Überblattung der kreuzenden Breitflanschprofile, wobei zur Erlangung des Kontaktes noch Stahlkeile eingepaßt sind und die Zugkraft zusätzlich durch seitlich angeschweißte Laschen übertragen wird.

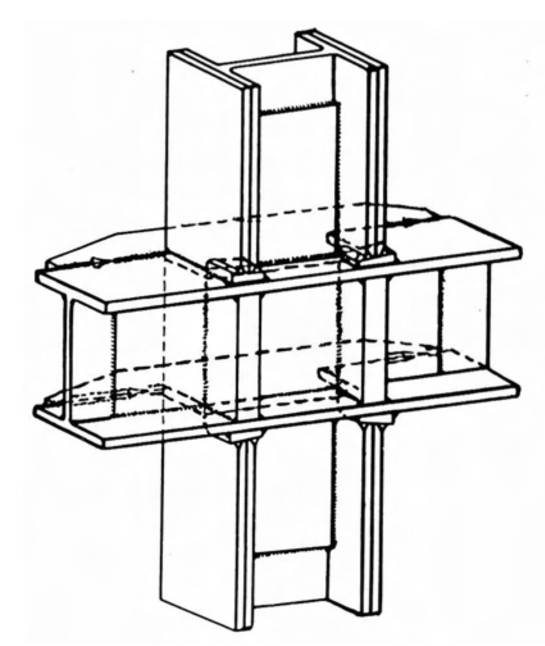


Bild 12: Knotenausbildung Gerlinger Hochhaus, Köln (Archiv: Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf)

Fig. 12: Design of gusset joints on Gerlinger high building (Köln)

Das Bild 13 zeigt eine schweizerische Rahmenecke, bei der der Fluß der inneren Kräfte ohne Zugaben von Laschen und Anschlußwinkeln über eingebaute Druckstücke verläuft.

Die Anwendung hochfester Schrauben, wie sie im amerikanischen Stahlskelettbau bereits weitgehend bekannt ist, wird bei uns sicher auch bald Eingang finden. Neue Berechnungsmethoden für solche hochfeste Schraubenverbindungen, als auch die Normung und Ver-

Bild 13: Geschweißte Rahmenecke mit Druckstücken (Archiv: Schweizer Stahlbauverband, Zürich)

Fig. 13: Welded frame corner with compression members



suchsberichte werden ja vermehrt in der Literatur und in diesbezüglichen Ausschüssen behandelt. Der kleinere Schaftdurchmesser ergibt verminderte Querschnittsschwächung.

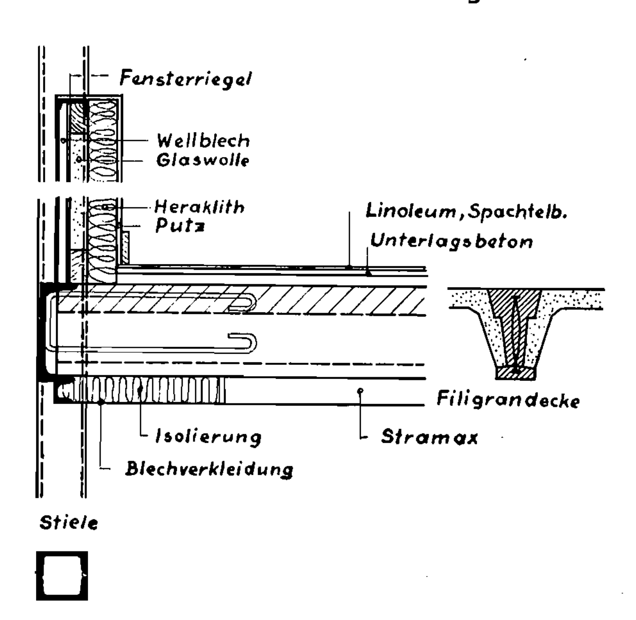


Bild 14: Wanddetail, Neues Bürohaus der Fa. Waldmann & Bruder, Wien

Fig. 14: Wall details, new office building (Vienna, Office of Waldmann & Bruder)

Von dem Maße, in welchem es gelingt, die Aussteifung des Stahlskelettes durchzuführen, ist auch wiederum in hohem Maß das Stahlgewicht der Skelettkonstruktion, meist bezogen auf die Raumeinheit, und damit die Wirtschaftlichkeit des Skelettbaues abhängig. Die erforderlichen Stahlmengen im Skelettbau sind nicht nur für die Kalkulation, sondern auch für die technische Beurteilung überhaupt von Bedeutung. Sie hängen im wesentlichen ab von den erforderlichen Nutzlasten, die von 200 kg/m² bei Wohnbauten bis zu 500 kg/m² bei Geschäfts- und Bürohochhäusern schwanken können.

Die Einheitsgewichte wachsen ebenfalls sehr rasch mit zunehmender Trakttiefe, wobei jedoch die Lohnkomponente sogar kleiner werden kann. Sie sind beeinflußt durch eventuelle besondere Einbauten und Sonderrahmenkonstruktion in den unteren Geschossen, von der Stahlgüte, von der Art der feuerbeständigen Umkleidung und wie schon erwähnt von den Decken und Wandausbildungen u. a. m.

Die auf den Kubikmeter umbauten Raum bezogenen Gewichte sind sehr verschieden, es lassen sich kaum Richtzahlen oder gewisse Regelmäßigkeiten für Schätzformeln ableiten.

Prof. Hawranek gab bereits 1931 für mittlere Verhältnisse und jeweils regelmäßige Anordnung des Tragsystems bei St 37 für Europa ca. 18 bis 22 kg/m³ umbauten Raum an. Für den Wohnhausbau geringerer Dimensionen nannte er diesen Wert mit 12 bis 14 kg Stahlbedarf pro m³. Bei amerikanischen Wolkenkratzern wurden damals mit 50 kg/m³ umbauten Raum und mehr gerechnet.

Tatsächlich wird heute der Wert von ihm mit 18 kg/m³ U. R. für die neuen deutschen Stahlskelettbauten eingehalten, es sind aber auch schon solche mit 15 kg/m³ umbauten Raum bekannt. Das 1952 errichtete Leverhouse in New York soll gar nur 12 kg/m³ umbauten Raum haben.

Man darf hierzu nicht vergessen, daß mindestens ein Drittel der Gesamtbaukosten für die Tragkonstruktion aufgewendet werden muß.

Es sind daher Überlegungen, Beton für Keller und eventuell Erdgeschoß, Stahl mit möglichst rationellem Feuerschutz, eigene Deckensysteme, Wandausbildungen aus Fertigelementen gleichzeitig und intensiv einzubeziehen.

Zum Abschluß darf der Verfasser vielleicht noch seine Überzeugung aussprechen, daß sämtliche österreichische Stahlbaufirmen über genügend geschulte Mitarbeiter verfügen, um bei weiteren Ausschreibungen der öffentlichen und privaten Hand im gesunden Wettbewerb mit anderen Bauweisen bleiben zu können.

Anhang:

Zusammenstellung interessanter Ausführungsbeispiele:

Bild 15

Österreichs erster großer Stahlskelettbau, die Tabakfabrik Linz.

Die Montage des siebengeschossigen Hauptgebäudes erfolgte ab April 1931.

Die Decken sind noch Ziegelgewölbedecken mit Stützweiten von 2,25 m. Zur Unterstützung der 38 cm starken Außenmauer dienten aus zwei C-Profilen bestehende und in der Höhe der Stütze angeordnete Träger, welche auf den an den Außenstielen angebrachten Konsolen aufliegen.

Die geforderten Nutzlasten waren von 600 bis 1000 kg/m² gegeben, das Stahlgewicht betrug 24,5 kg/m³ U. R.

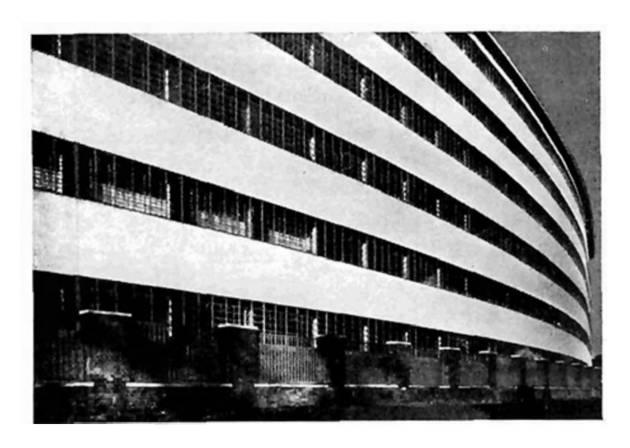


Bild 15: Tabakfabrik Linz

Fig. 15: Tobacco factory (Linz)



Bild 16: Continental-Verwaltungsgebäude, Hannover

Fig. 16: „Continental" Administration Building (Hannover)

Bei dem ebenfalls vor dem zweiten Weltkrieg erbauten elfgeschossigen Hochhaus der Werner-Werke in Berlin-Siemensstadt konnte durch geschickte Kombination von Fachwerksscheiben und Rahmen bereits das bemerkenswerte Stahlgewicht von nur 18,1 kg/m³ U. R. erzielt werden.

Das ebenso hohe und im Grundriß ähnliche Berliner Shell-Haus erforderte 24,4 kg. Man erreichte damals für Gebäude von 5 bis 12 Geschossen allgemein das Stahlgewicht von 15 bis zu 25 kg/m³ U. R.

Bild 16

Auch das 15-geschossige Verwaltungsgebäude der Continental-Gummiwerke in Hannover, dessen Stahlgewicht nur 21,5 kg/m³ U. R. beträgt, bei einer Höhe von 55 m, gehört in die Reihe der gelungenen Stahlskelettbauten. Bei einem umbauten Raum von insgesamt 115.000 m³ wurden 10.000 m² Bürofläche geschaffen für 1500 Angestellte. Von Prof. Zinsser 1953 erbaut, läßt es die stahlbauliche Gliederung erkennen. Es hat eine Fassade aus geschliffenen Natursteinplatten, die dazwischen verbleibenden Gefache sind mit glasierten Steinzeugfliesen verkleidet.

Die Deutlichmachung der eigenen Form der Stahlskelettbauten ist auch beim Ferrostahl-Gebäude in Essen verwirklicht.

Es hat neun Geschosse mit einer Felderteilung von 6,0 + 2,5 + 6,0 m und Stützenabständen in Längsrichtung von nur 3,76 m. Es wurde erbaut im Jahre 1952 aus St 37 mit 500 t, der bezogene Stahlbedarf errechnet sich mit 24 kg/m³ U. R.

Eine besondere Aufgabe hinsichtlich Schnelligkeit der Montage waren die für die deutsche Kaufhaus-AG zu erstellenden Geschäftshäuser.

Der Münchner Kaufhof mit 1800 t Stahlskelett wurde 1951 trotz Erschwernis der Baustelle, am Stachus, in nur sechs Wochen montiert. Er hat neun Geschosse und benötigt ca. 23 kg Stahl pro m³ U. R. (Umbauter Raum 78.000 m³).

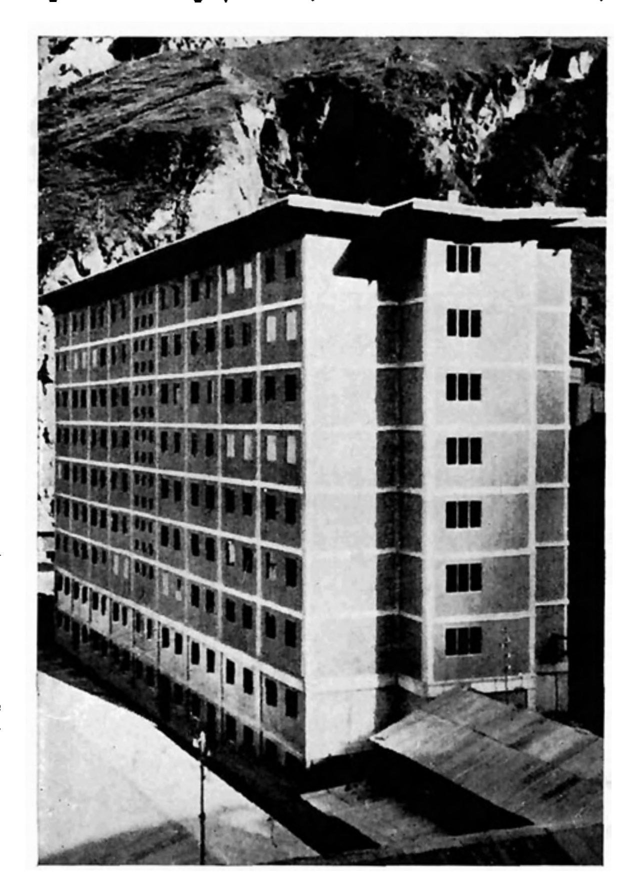
Ähnliche Kaufhöfe wurden in Würzburg, Dortmund, Mannheim und Heilbronn, wenn auch nicht in derselben Ausführung und Größe, errichtet.

Auch das Junior-Haus in Frankfurt am Main ist ein in neuerer Zeit ausgeführtes, beachtliches Stahlskelettgebäude.

Das Haus wurde 1951 in St 37 mit einem Stahlgewicht von 210 t erbaut, die Decken haben Stahlbetonverbundplatten.

Bild 17: Wohnhausobjekt, Grand Dixence, Schweiz

Fig. 17: Dwelling quarters (Switzerland, Grand Dixence)



Als besondere Einzelheit ist noch die in dem verglasten Rundbau eingebaute Stahltreppe zu erwähnen, die vollständig geschweißt ist und deren Lauf geschoßweise in der Werkstatt hergestellt, als Ganzes angeliefert und eingebaut wurde. Das Haus hat insgesamt neun Geschosse.

Nun noch die 1949 unter englischer Besatzung am Grindelberg in Hamburg errichteten Stahlskelettbau-Wohnhausbauten. Es wurden zwei 14-geschossige, drei neungeschossige und zwei achtgeschossige Blocks errichtet. Die Montage eines Blocks konnte jeweils in zehneinhalb Wochen durchgeführt werden; die Blocklänge ist 108 bis 120 m, in den Drittelspunkten sind Dehnungsfugen vorgesehen.

Das Stahlgewicht je Block betrug 1560 t bei 46.500 m³ umbauten Raum (33,6 kg/m³ U. R., etwas reichlich).

Bild 17

Von der Schweiz sei von einem im Winter 1954 auf der Baustelle Grande Dixence auf 2400 m ü. d. M. errichteten, neungeschossigen Stahlskelettbau berichtet, bei welchem die oberen sieben Geschosse mit vollständig in der Werkstatt vorfabrizierten Außenwandelelementen verkleidet sind. Letztere bestehen aus Wellalumanbändern auf Abkantprofilen und innen aus Novopanplatten, dazwischen ist Glaswolle eingelegt. Die Fensterrahmen sind in die Elemente eingebaut, die Berührungsstellen Stahl — Aluminium wurden, wie auch in Amerika, mit Bitumenlack isoliert.

Das Gebäude dient als Logierhaus für 450 Arbeiter.

Ein weiteres europäisches Beispiel eines Stahlskelettbaues mit Fassaden aus vorfabrizierten isolierten Stahlelementen ist das 1954 errichtete Aufnahmegebäude im Flughafen Orly bei Paris.

Für das Versetzen der 1700 m² Außenwände und Fensterrahmen, bestehend aus gepreßten Blechen von 1,2 bis 1,5 mm Stärke mit aufgeklebter Isolierfüllung und Mineralwolle und gestrichenen Außenflächen wurden nur 5½ Arbeitstage benötigt.

Bild 18: Bundesstatistisches Zentralamt, Wiesbaden
Fig. 18: State Central Office for Statistics (Wiesbaden)



Bei Bauten dieser Art tritt besonders der Vorteil der einfachen Demontage bzw. des Umbaues mit der Möglichkeit einer Wiederverwendung zutage.

Von den vielen schweizerischen Beispielen an Stahlskelettbauten sei nur noch das Brown-Bovery-Haus in Baden, errichtet 1952, herausgegriffen.

Es ist siebengeschossig und hat bei einem Gesamtgewicht von 1000 t nur 15 kg Stahl/m³ U. R.

Das Gebäude hat vorgesetze Fassaden mit nichttragenden Außenwänden, 60 cm vor dem Stahlgerippe. Die Decken sind in Stahlbeton, die Montagedauer betrug acht Wochen.

Das 1952 montierte Demag-Haus in Duisburg, ein elfgeschossiges Bürohaus mit 40.000 m³ umbautem Raum hat 1240 t Stahlgewicht. Die Stützenabstände betragen 5,60 m. Es wird auch genannt „Haus der Konstrukteure".

Das Haus kann als Beispiel für etwas zu große Architektenforderungen dienen, wo dann schwere Verankerungen von Querrahmen und besondere Verbände in Stahl nötig wurden, so daß sich der bezogene Gewichtsanteil auf 29 kg/m³ erhöhte.

Bild 18

Das Hochhaus des Statistischen Zentralamtes in Wiesbaden, errichtet von der Firma Stahlbau-Rheinhausen. (Siehe auch Bild 7.)

Die Montage des 14-geschossigen Gebäudes mit einer Breite von 20 m, einer Länge von 97 m, und einer Höhe von 48 m begann zweieinhalb Monate nach Auftragserhalt und wurde in nur drei Monaten beendet.

Die Stützenabstände betragen 5,0 m, die Feldweiten der Decken $5{,}53 + 8{,}27 + 5{,}53$ m $= 19{,}33$ m Trakttiefe, die Geschoßhöhen sind 3,10 m, Dehnfugenabstände in max. 35 m.

An den Dehnfugen sind die Unterzüge mit Langlöchern auf Konsolen angeschlossen. Am ganzen Bau ist außer bei den Innentüren bewußt kein Holz verwendet worden. Die Windkraftableitung erfolgt durch Druckscheiben in den Giebelwänden, in denen auch Fachwerksverbände einbetoniert sind. Alle Verbindungen sind geschraubt, zum Teil mit Paßschrauben.

Das Gebäude wiegt im Stahlskelett 1400 t, das ist 17 kg/m³ U. R. Für die Decken wurden mit Baustahlgewebe bewehrte Stahlbetonplatten auf in nur 1,0 m Abstand verlegten Deckenträgern gewählt, die Deckenträger sind unten durch 1,5 cm Vermiculite-Gipsputz auf Putzträger und mit 0,5 cm Putzglattstrich feuerbeständig ausgebildet, wie auch schon voran berichtet worden war.

Das Gebäude dient für 1800 Angestellte und Archive und war zunächst in Stahlbeton ausgeschrieben. Später zeigte sich, daß das Stahlskelett mit der bereits beschriebenen Deckenausbildung und -ummantelung im Rohbauzustand sogar etwas billiger war. Vor allem aus Termingründen wurde dann das Stahlskelett gewählt.

Ein fünfstöckiger Versuchsbau der MAN in Gustavsburg, Mainz, zugleich ein Erweiterungsbau des MAN-Verwaltungsgebäudes.

Es handelt sich um ein Objekt von fünf Geschossen, von ca. 16 m Breite, 51 m Länge und 3,75 m Geschoßhöhe Die Stützenabstände betragen 7,72 m, die Trakttiefe ist unterteilt in 6,5 + 2,5 + 6,5 m.

Hierbei wurde vor allem eine in Längsrichtung auf 7,72 m gespannte Patent-Stahlblechkastendecke verwendet.

Die Decke besteht aus Gehbelag, schwimmendem Estrich von 3 cm (besser 4 cm), armierten 5 cm starken Betonfertigplatten, den Stahlkastenprofilen aus gekantetem, 2 mm starkem Blech und Putz, bzw. Perlit-Trockenplatte.

Das Gewicht beträgt insgesamt 240 kg/m² Decke. In den Blechkästen sind zwei Endschotte und ein Mittelschott untergebracht, zur besseren Verteilung großer Einzellasten wurden zwei benachbarte Kästen mittels Flachstahllaschen in der Ebene des Mittelschottes verbunden. (Analogie mit den Querrippen). Die Blechkästen werden in Abständen von 625 mm oder 900 mm verlegt, je nach Belastung.

An den Enden sind keine besonderen Sicherungen gegen Abheben vorgesehen, die Kästen werden in auf die Träger aufgeschweißte Dorne aufgesetzt. Die Betonfertigplatten werden vergossen; durch Spannungsmessungen wurde die einwandfreie Verbundwirkung einschließlich Verlagerung der Nullinie nach oben festgehalten. Eine Querbewehrung erschien zweckmäßig, wenngleich sie z. B. bei unseren Füllkörpern mit Gewölbewirkung bis zu Nutzlasten von 275 kg/m² entbehrlich wäre.

Die Gips-Trockenplatten, genannt Perlit-Füllplatten und Perlit-Schallschluckplatten, wurden mit Hilfe von T-Stücken an den Rändern der dort auf 3 cm verstärkten Platten gehalten.

Im ganzen Gebäude sind nur die im Inneren stehenden Stützen ummantelt. Die Entwässerung geht nach innen und durch die Mittelstützen hindurch, zwischen Ummantelung und Stütze wurden die alle 4 m zwecks Vermeidung einer Kaminwirkung vorgeschriebenen Verkleidungsschotte ausgebildet.

Die dortige Baupolizei verlangte bei Stützen, die im Freien stehen, keine Ummantelung, sodaß die Verkleidung der Außenstützen eingespart werden konnte.

Ein Vergleich der weitgespannten Spannbetondecke zur eben beschriebenen Patentdecke ergab 47 : 45 DM. Es ist jedoch der Vorteil nicht von der Hand zu weisen, daß die Fertigteildecke gleich von der Stahlbaufirma mitgeliefert werden kann und auch der Fugenverguß von ihr besorgt werden kann.

Außen- und Innenwände bestehen aus in Stahlprofile eingesetzten Holzrahmen mit beiderseitiger Eternitverkleidung und dazwischengestopfter Mineralwolle. Die Eternittafeln sind außen mit einem dünnen, wasserabweisenden Sonderputz versehen.

Daß für den Stahlbau, vor allem in geschweißten Ausführungen, auch Rundbauten und Vorkragungen ohne weiteres möglich sind, beweist der Stahlskelettbau der Fa. Mühlens (genannt „4711") in Köln.

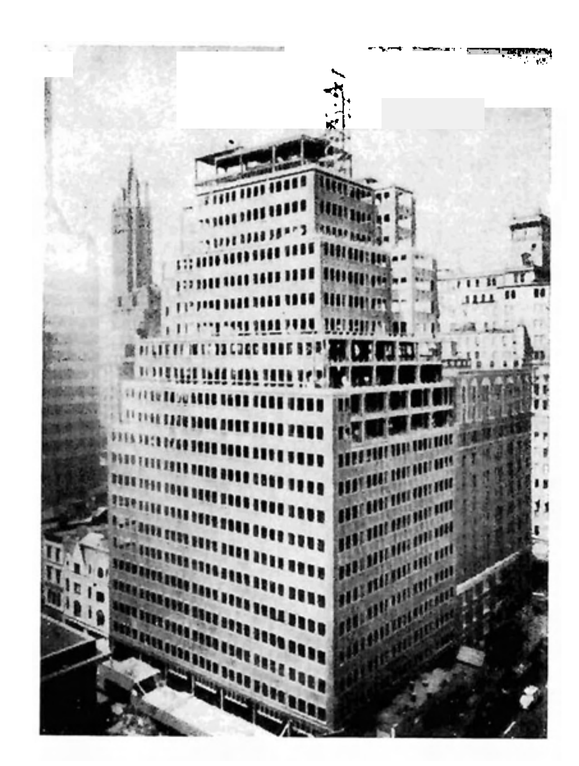


Bild 19: Hochhaus der Tishman Realty Construction Company, New-York

Fig. 19: High building of the Tishman Realty Construction Company, New York

Bild 19

Die Aluminiumfassade des 22-stöckigen Hochhauses der Tishman Realty and Construction Company wurde 1955 von vier Mannschaften zu je 5 Mann und 20 Helfern ohne Montagegerüst in einem Tag aufgebracht. Das Gewicht jeder Tafel, die an Stahlskelett-Brüstungsträger angeschraubt werden, und die über zwei Geschosse reicht, beträgt nur 90 kg. Jede Tafel ist 1,30 m breit, 7,0 m hoch und 3 mm dick.

Das von der Webb and Knapp Company errichtete 28-stöckige Hochhaus wurde 1954 errichtet. Die Stützenentfernung beträgt 8,0 m und übersteigt die in Deutschland üblichen Maße.

Es sind ebenfalls Aluminium-Fertigtafeln, über ein Geschoß reichend, eingesetzt. Die Fenster lassen sich um eine vertikale Achse um 180 Grad drehen, sind in Gummi gedichtet und von innen zu reinigen.

Ein Vorteil erwächst auch, daß die Alu-Haut nicht gesondert gewartet werden muß; sie ist außen mit einer 25%igen Si-Al-Legierung überzogen und innen wurde zur Wärmehaltung in beiden Fällen eine 10 cm starke Leichtbetonwand mit Glaswollehinterfüllung errichtet. Die Alubleche sind innen mit Asphalt dick gestrichen, genannt Carbociteanstrich. Für Körperschalldämmung und Schwitzwasserableitung ist gesondert gesorgt.

Diese Bauweise dürfte jedoch bei uns noch einige Zeit sehr dem Aluminiumpreis unterliegen.

Vorzüge des Stahles beim Hallenbau

Vergrößerung der Kranbahnstützweite einer Walzwerkshalle während des Betriebes

Von Dipl.-Ing. Dr. techn. Hugo Schön, Linz/Donau

Die Bauaufgabe

Beim Um- und Ausbau bestehender Großhallen der Vereinigten Österreichischen Eisen- und Stahlwerke A. G. in Linz/Donau im Zuge der Aufstellung der Breitbandstraße waren mehrere Bauaufgaben zu bewältigen, deren Durchführung wohl auf unüberwindliche Schwierigkeiten gestoßen wäre, wenn es sich dabei nicht um Stahlkonstruktionen gehandelt hätte.

Eine der interessantesten dieser Aufgaben bestand in der Beseitigung einer Hauptstütze unter einer schweren Kranbahn und einem Dachstiel einer weitgespannten Halle, so daß zwei benachbarte Kranbahnfelder zu einer einzigen großen Öffnung vereinigt wurden. Ihre Lichtweite mußte mindestens 31,0 m betragen. Die Bau- und Montagearbeiten waren dabei unter Aufrechterhaltung des Betriebes in der Halle und unter Weiterführung des Kranverkehres auszuführen, da die ganze Grobblecherzeugung der VÖEST diese Halle durchlief und daher ein Betriebsstillstand unmöglich gewesen wäre.

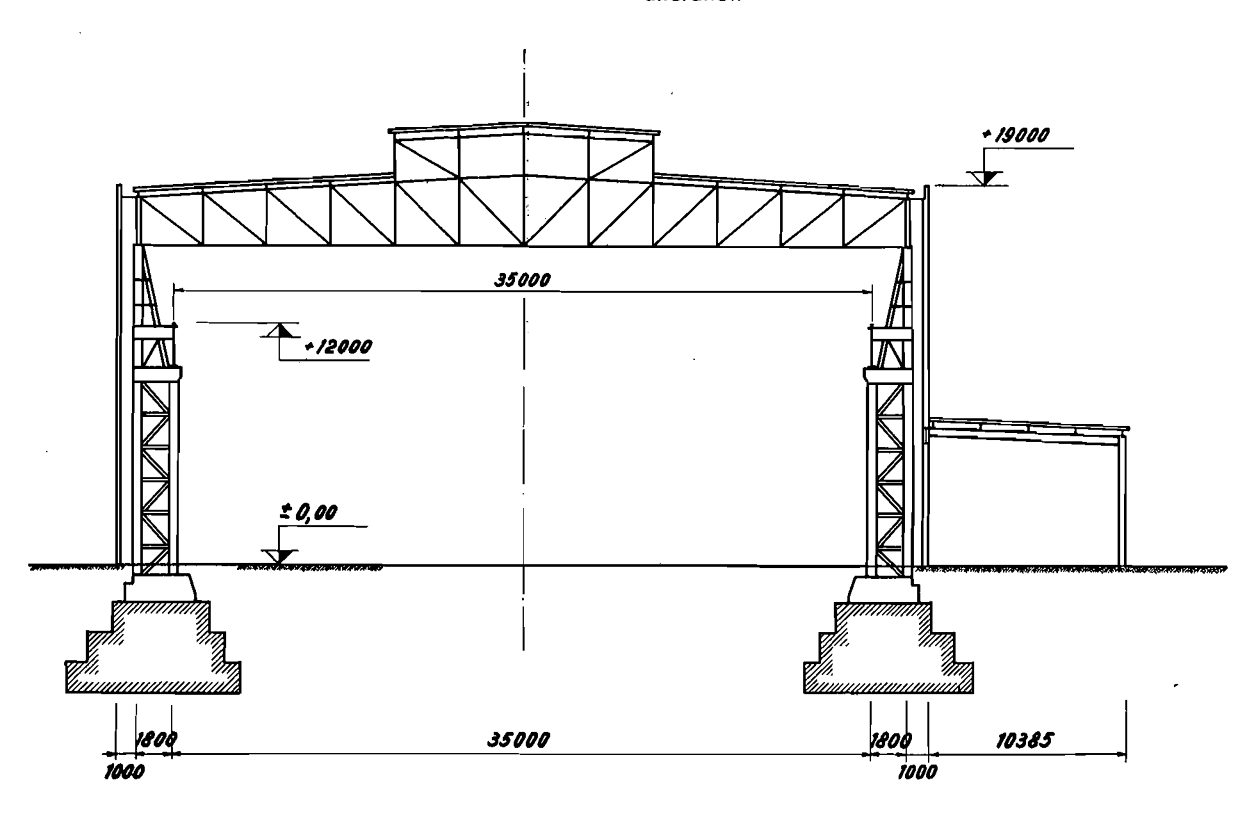
Beschreibung des bestehenden Bauwerkes

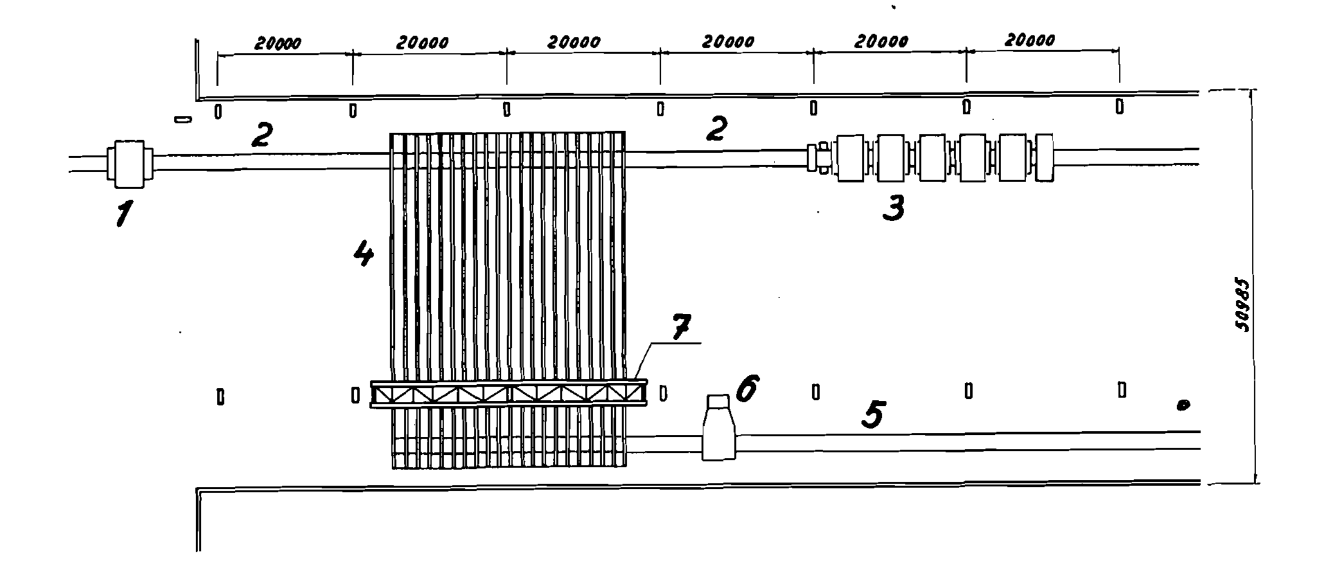
Die Halle — früher als Zurichterei des Blechwalzwerkes gebaut und benützt — enthält den Auslaufrollgang der Grobblechstraße der VÖEST, in den die fünf Gerüste der Breitbandstraße eingebaut wurden, um die Bleche in derselben Hitze, in der sie im bereits bestehenden Vorwalzgerüst aus Brammen gewalzt werden, zu Breitband weiter verarbeiten zu können.

Die einschiffige Halle hat eine Breite von 40,6 m und eine Kranspannweite von 35,0 m. Die Oberkante der Kranschienen liegt 12,0 m über Hallenflur. Die Stützweite des vollwandigen, als Durchlaufträger ausgeführten Kranbahnträgers beträgt 20,0 m. Die Kranbahn war ursprünglich für Krane von 20 t Tragfähigkeit vorgesehen. Die weitgespannten Fachwerks-

Bild 1: Normaler Hallenquerschnitt vor dem Umbau

Fig. 1: Normal cross section of a building prive to alteration





1 Vorwalzgerüst
2 Zulaufrollgang zum Breitbandwalzwerk
3 Breitbandwalzwerk
4 Querkühlbett
5 Rollgang zur Zurichterei
6 Richtmaschine
7 Portalrahmen über dem Querkühlbett

Bild 2: Lageplan

1 Plate reversing mill
2 Roller table to the hot strip mill
3 Semi continuous hot strip mill
4 Transversal cooling bed
5 Roller table to the adjusting mill
6 Adjusting mill
7 Portal frame above the transversal cooling bed

Fig. 2: Situation plan

dachbinder liegen in Abständen von 10,0 m, die Dachstiele aber nur alle 20,0 m über den Kranbahnstützen, so daß 20 m lange Binderunterzüge notwendig waren. Die Dachhaut bestand aus Zomak-Steinen über durchlaufenden Stahlpfetten. Es handelt sich also um eine schwere Halle (siehe Bild 1).

Auf einer Seite steht ein niedrigerer Anbau, der an der Seite der großen Halle von 10 m weit gespannten Unterzügen getragen wird, die außerdem die über dem Anbau liegende Außenwand aufzunehmen haben. Die Unterzüge sind an Zwischenstützen angeschlossen, die sich nach oben als Wandstiele fortsetzen. Die freie Durchgangsbreite zwischen Haupthalle und Anbau betrug somit vor dem Umbau 10,0 m.

Notwendigkeit des Neubaues

Um nun aus dem Rollgang zwischen dem Vorwalzgerüst und den Fertiggerüsten der Breitbandstraße Grobbleche abziehen zu können, die nicht zu Breitband weiter verarbeitet werden sollen, ist ein Quertransport notwendig, der die Bleche im noch walzwarmen Zustand vom Rollgang übernimmt und quer zur Walzrichtung aus der Haupthalle in den obenerwähnten Anbau transportiert. (Siehe Bild 2). Dort gelangen die Bleche auf einen zweiten Rollgang, der sie — wieder in Längsrichtung der Halle — zur weiteren Bearbeitung an der Richtmaschine und der Scherenstraße bringt.

Die Breite des Quertransportes, der gleichzeitig die Aufgabe eines Kühlbettes hat, beträgt, der größten Walzlänge der Bleche Rechnung tragend, 30,0 m. Es wurde daher der eingangs erwähnte Ausbau einer Hallenstütze notwendig.

Beschreibung des Neubaues

Die Untersuchung, die Kranbahnträger für die nunmehr verdoppelte Stützweite von 40,0 m zu verstärken, wobei noch die Auflasten aus den darüber befindlichen Dächern und der Außenwand über dem Anbau aufzunehmen gewesen wären, führte — wie nicht anders zu erwarten war — zu keiner zweckmäßigen Lösung, zumal die Kranbahn außerdem für den Betrieb eines 60 t-Walzenwechselkranes adaptiert werden mußte. Auch hätten die vorhandenen Nachbarstützen, die die vergrößerte Öffnung begrenzen, sowie ihre Fundamente die zusätzlichen Auflasten nicht mehr aufnehmen können.

Da aber zwischen den zukünftigen Fundamenten des Querkühlbettes und den vorhandenen dieser Nachbarstützen noch ein, wenn auch nur schmaler, Zwischenraum frei blieb, lag der Gedanke nahe, hier auf eigenen neuen Fundamenten einen weitgespannten Zweigelenkrahmen zu errichten, der die ausfallende Kranbahnstütze ersetzt und unter dem das Querkühlbett in voller Breite die Kranbahn unterfahren kann. (Siehe Bild 3 und 4).

BINDERUNTERZUG

+12000

60t KRANBAHN

3300

6000

±0,00

4250

-4960

ZUGBAND

3274 16726 16726 3274

20000 20000

DRAUFSICHT.

2600

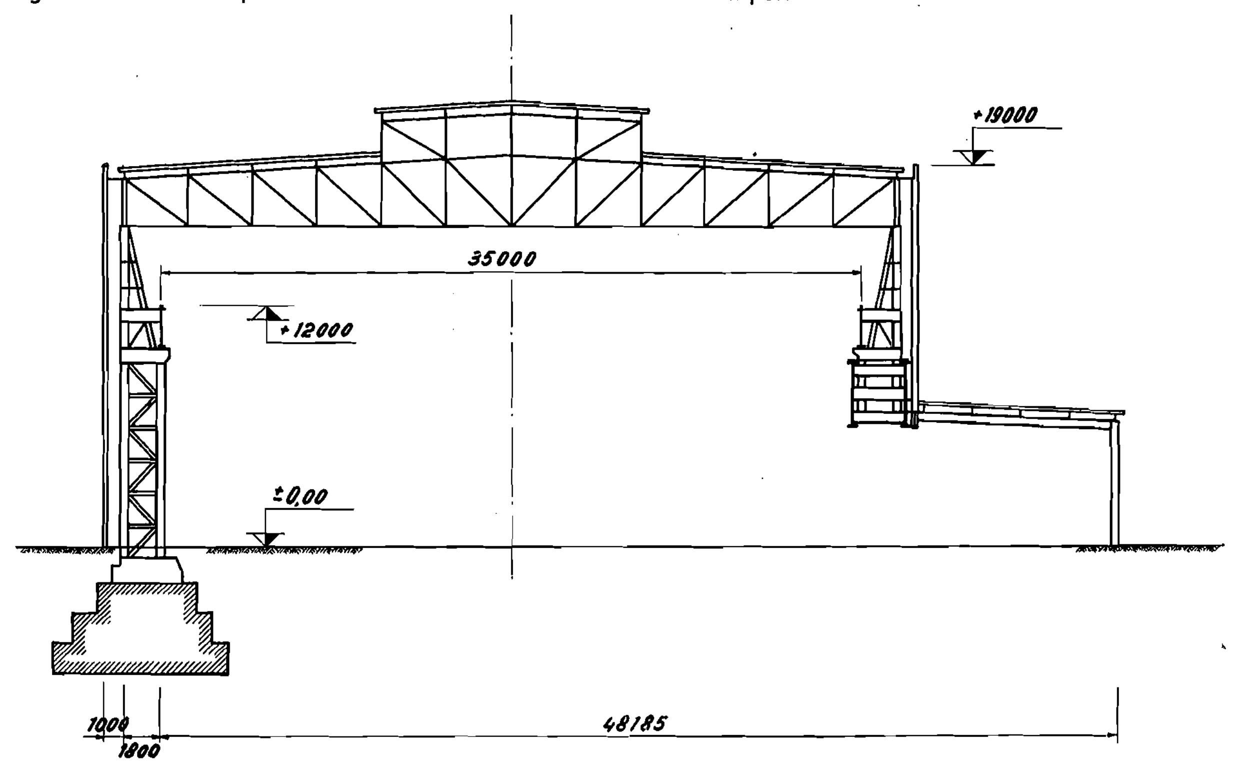
10000 10000 10000 10000

Bild 3: System des Portalrahmens

Fig. 3: System of a portal frame

Bild 4: Hallenquerschnitt über dem nachträglich eingebauten Quertransport

Fig. 4: Mill cross section above the later installed cross-transport



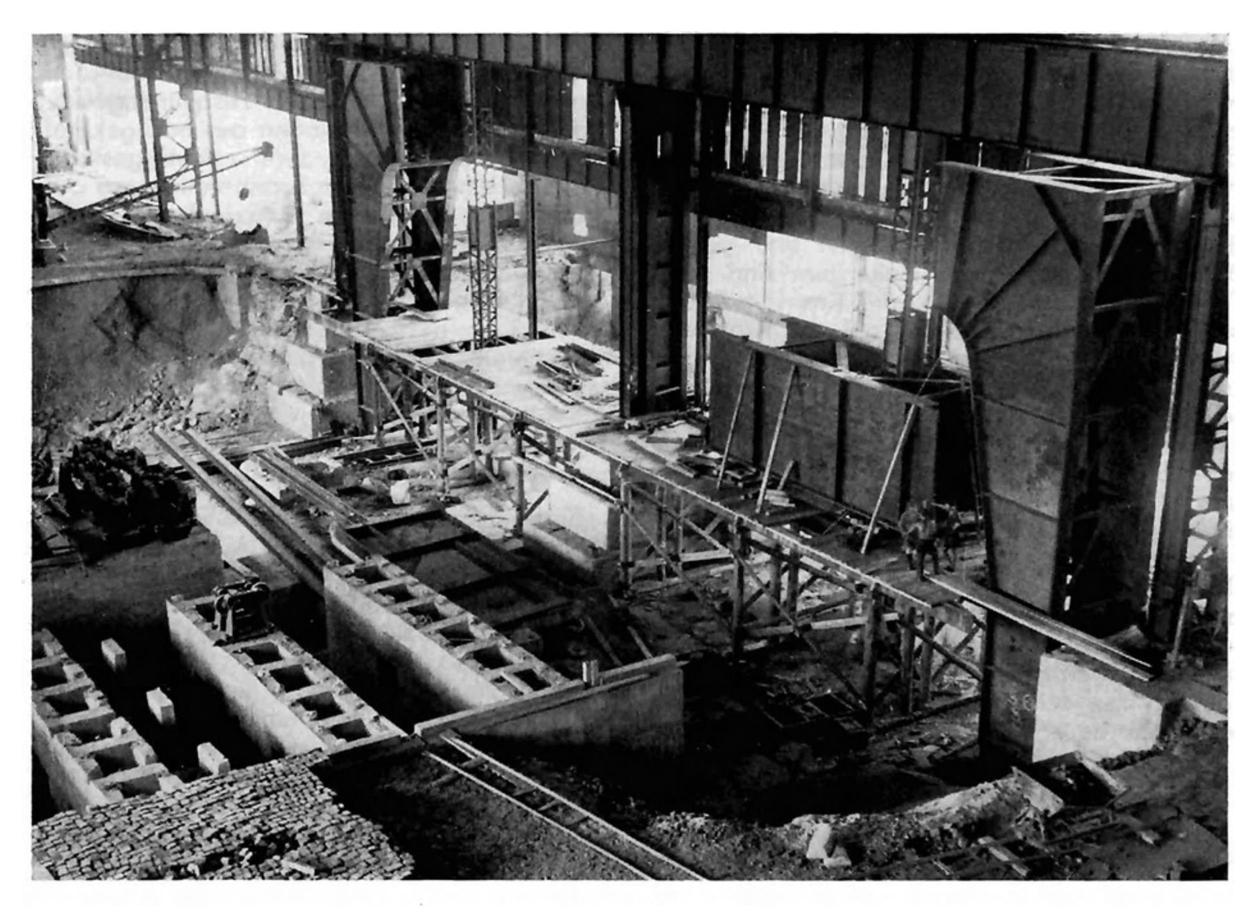


Bild 5: Einbau des Portalrahmens

Fig. 5: Installation of the portal frame

Die zur Verfügung stehende Fundierungsfläche war gering. Die Fundamente mußten daher quer zur Kranbahn sehr in die Länge gezogen und in Stahlbeton ausgeführt werden. Außerdem erhielt der Portalrahmen im endgültigen Zustand ein Zugband, um die Fundamente nur mit lotrechten Auflagerkräften beanspruchen zu müssen. Mit Rücksicht auf die Tiefenausdehnung des Querkühlbettes mußte die Stahlkonstruktion der Portalstiele bis 4,96 m unter Hallenflur heruntergezogen werden.

Der Rahmen wurde als vollwandige Schweißkonstruktion mit genieteten Baustellenstößen ausgeführt. Die Stützweite beträgt 33,45 m, die Lichtweite 31,552 m. Er besitzt zwei Tragwände mit 2,60 m Systemabstand, die durch genietete Fachwerksverbände in beiden Gurtebenen und kräftige Querschotte miteinander verbunden sind. Um eine unzulässige Stützensenkung des darüber kontinuierlich durchlaufenden Kranbahnträgers zu vermeiden, wurde der Rahmen möglichst steif bemessen und in St 37 T ausgeführt. Die Stegbleche des parallelgurtigen Rahmenriegels sind 18 mm stark und 3200 mm hoch. Sie erhielten einen werkstattgeschweißten Horizontalstoß, da so breite Bleche nicht beschafft werden konnten. Der größte Gurtquerschnitt besteht aus zwei Lamellen 480 × 20 und 440 × 30. Das Zugband aus 2 U 30 je Tragwand ist reichlich bemessen, um seine elastische Formänderung und damit die Beanspruchung der Fundamente gering zu halten.

Die zu unterfangende Kranbahnstütze, deren Stiele mit 1800 mm Systemabstand aus I 60 bzw. I 55 mit aufgenieteten Lamellen 280 × 25 bestehen, ist zwischen die beiden Tragwände des Portalrahmens hineingeführt und gibt ihre Auflast von insgesamt 352 t über doppelwandige Schotte an die Portalriegel ab. Diese Verbindungsschotte mußten in drei übereinanderliegende Teile aufgelöst werden, um durch die so entstehenden Zwischenräume die Abnietung der Anschlüsse zu ermöglichen. In Höhe des Portalriegeluntergurtes ist die bestehende Stütze abgeschnitten und der darunterliegende Teil ausgebaut. Die Auflagerung der Kranbahnkonstruktion und Binderunterzüge auf der Hallenstütze konnte also vollständig erhalten bleiben und erst die Stütze selbst gibt die Lasten an den Portalrahmen weiter.

Die Wandstiele wurden an die äußere Portalwand angeschlossen und unterhalb der Anschlüsse der Wandunterzüge abgeschnitten, so daß sie die Auflasten der Wand und des Anbaues in der Mitte und in den Viertelpunk-

ten des Portales auf dieses übertragen. Die Hauptbelastung des Portales leitet natürlich die Kranbahnstütze in Riegelmitte ein. Sie stammt aus dem Eigengewicht der darüberliegenden Stahlkonstruktion, der Dachlast des weitgespannten Daches und dem Auflagerdruck eines 60 t-Walzenwechselkranes, dessen Raddrücke rund 60 t betragen und der in Klasse II eingestuft ist. Außerdem sind noch Wind auf das Gebäude, die Kranseitenstöße und Bremskräfte sämtlicher auf der Kranbahn verkehrender Krane aufzunehmen, da in diesem Feld auch das Kranbremsportal stand, das durch den neuen Portalrahmen ersetzt wurde.

Die größte Biegebeanspruchung des Portalrahmens tritt in Riegelmitte auf und erreicht nur 1100 kg/cm^2. Das Gewicht der Konstruktion beträgt fast genau 150 t.

Als Schutz gegen die Wärmestrahlung der frischgewalzten Bleche wurde der Rahmen an seiner Unterseite noch mit einer Blechverkleidung ausgerüstet, die auf Bild 6 als spiegelnde Fläche gut sichtbar ist. Sie ist mit Asbest ausgelegt und seitlich über die Untergurte des Rahmens hochgezogen.

Durchführung der Montage

Die Montagearbeiten mußten — wie schon erwähnt — bei Aufrechterhaltung des Kranverkehres durchgeführt werden. Zunächst wurden die beiden zweiwandigen Portalstiele mit allen Verbänden liegend zusammengebaut und dann von der Kranbahn aus hochgekippt. Anschließend wurden zwei Montagestandmaste, je einer in jedem Kranbahnfeld, so aufgestellt, daß sie knapp außerhalb des Kranlichtraumprofiles die Horizontalverbände der Kranbahn zwischen dem Kranbahnträger und seinem Nebenträger durchstießen und den Kranverkehr nicht behinderten. In der über 4 m tiefen Fundamentgrube des Querkühlbettes wurde eine Arbeitsbühne in Höhe des Hallenflures errichtet, auf der nun der aus drei doppelwandigen Schüssen bestehende Portalriegel zusammengebaut wurde.

Bild 5, das von einem Hallenkran aus aufgenommen ist, zeigt diesen Montagezustand. Die Fundamente der bestehenden Hallenstützen sind freigelegt, links vorne ist das des zukünftigen Quertransportes bereits in Bau. Im Mittelgrund ist noch die auszubauende Stütze zu sehen. Davor liegt ein Stück des Portalriegels in der Fundamentgrube, dessen Transport mit einem Hallenkran bewerkstelligt wurde. Das erste Drittel des Riegels ist auf der Arbeitsbühne schon zusammengebaut. Das Bild zeigt noch die beiden Standmaste, sowie die Wandunterzüge und ihre Zwischenstützen.

Bild 6: Portalrahmen nach seiner Fertigstellung

Fig. 6: Portal frame after completion



Die Arbeiter im Vordergrund geben einen guten Maßstab für die Größenverhältnisse.

Die beiden mittleren Baustellenstöße des Portalriegels und alle Querverbindungen konnten von der Arbeitsbühne aus abgenietet werden. Dann wurde der Riegel in einem Stück von den beiden Standmasten hochgezogen und mit den Portalstielen vernietet. Das Zugband konnte jedoch noch nicht eingebaut werden, da ihm das noch vorhandene Stützenfundament im Wege war. Das Portal war somit belastungsfähig, doch mußte sein Horizontalschub vorläufig noch von den Fundamenten aufgenommen werden.

Nun wurde ein doppelwandiger Hilfsquerträger im Zwischenraum zwischen dem Obergurt des Portalrahmens und der Unterkante des Kranbahnträgers an die auszubauende Kranbahnstütze angeschlossen. Bis zu diesem Zeitpunkt ging über die Kranbahn der volle Kranverkehr. In einer Sonntagsschicht wurde nun mit zwei hydraulischen 100 t-Pressen der Zwischenquerträger vom Portalriegel aus angehoben, so daß die Stütze ihre ganze ständige Last an das Portal abgab. Um das zu erreichen, mußte der Stützenschaft über der Fußkonstruktion der Stütze durchtrennt werden, da auch nach der Lösung der Stützenverankerung der Zusammenhang mit dem Fundament so innig war, daß die Stütze mit den Pressen nicht abgehoben werden konnte. Einer unzulässigen Überlastung des Portales wurde durch die Begrenzung der Tragfähigkeit der Pressen vorgebeugt. Nach der Überprüfung der Höhenlage der Kranbahn konnte dann der Stützenkopf mit Hilfe der bereits beschriebenen Querschotte an die Portalriegel angeschlossen werden. Durch diesen Vorgang wurde der Einfluß der ständigen Last auf die elastische Durchbiegung des Portales ausgeschaltet.

Hierauf wurde der Kranverkehr wieder zugelassen. Da aber das Zugband noch nicht eingebaut war, wurde im Einvernehmen mit dem Walzwerksbetrieb die zulässige Krannutzlast vorübergehend herabgesetzt und die Katzenfahrt auf die gegenüberliegende, tatsächlich in Betrieb stehende Hallenhälfte beschränkt, um die von den Fundamenten aufzunehmenden Horizontalkräfte niedrig zu halten. Wenn jedoch die betriebliche Notwendigkeit des völlig unbeschränkten Kranverkehres bestanden hätte, wäre es ein leichtes gewesen, diese Forderung zu erfüllen — man hätte bloß ein provisorisches Zugband in etwas gehobener Lage über dem noch nicht ausgebauten alten Stützenfundament anzubringen gehabt.

Es folgte die Durchtrennung des Stützenschaftes unter seinem Anschluß an die Portalriegel, die Demontage des abgeschnittenen Stützenteiles und der Abbruch des Fundamentes. Jetzt konnte auch das Zugband eingebaut werden. Um die Fundamente im Endzustand vom Horizontalschub aus der ständigen Last, die sie während der Bauzeit aufzunehmen hatten, zu befreien, wurde das Zugband vor dem Abnieten seines letzten Anschlusses wieder in einer Sonntagsschicht ohne Kranverkehr mit Hilfe von Pressen mit 40 t in der äußeren Tragwand und 20 t in der inneren vorgespannt. Es war zu diesem Zweck über den Portalstiel hinaus verlängert und dort mit einem Querbalken versehen worden, so daß die Pressen zwischen diesem und dem Portalfuß angebracht werden konnten. Zuletzt erfolgte der Anschluß der Wandstiele an das Portal und die Demontage der Zwischenstützen.

Die Arbeiten konnten programmgemäß und ohne Beeinträchtigung des Walzwerksbetriebes zu Ende geführt werden. Das fertiggestellte Portal zeigt Bild 6.

Bewährung und weiterer Ausbau

Die getroffenen Maßnahmen erwiesen sich nicht nur während der Montage, sondern auch während des bisherigen, nun fast sechsjährigen Betriebes als durchaus zweckmäßig und erfolgreich, da sich trotz der wegen des Platzmangels so schwierigen Fundierungsverhältnisse keine Fundamentsetzungen zeigten, die mit Rücksicht auf den Durchlaufträger der Kranbahn ja vermieden werden mußten. Der ganze Bauvorgang ist ein eindrucksvolles Beispiel für die Anpassungsfähigkeit der Stahlbauweise an geänderte Verhältnisse, die auch bei Bauten mit so großen Abmessungen noch immer weitgehende Umbauten und bedeutende Vergrößerungen der Stützweite erlaubt, ohne daß dabei die betriebliche Nutzung des Objektes unterbrochen werden muß. Diese Leistungsfähigkeit des Stahlbaues wird kaum von einer anderen Bauweise erreicht.

Derzeit wird an die beschriebene Halle ein zweites Schiff angebaut, das die projektierte 4,2-Meter-Grobblechstraße der VÖEST aufnehmen wird. Das große Portal wird nun dazu benützt, um eine Querverbindung zwischen den beiden benachbarten Walzenstraßen herzustellen, womit eine erhöhte Betriebssicherheit erreicht wird, da bei einer Störung im eigentlichen Vorwalzgerüst die Breitbandstraße auch über das 4,2-Meter-Quarto versorgt werden kann. Das neue Quarto erfordert aber einen 200 t-Kran, der ebenfalls über die große Öffnung hinwegzuführen ist. Hiezu wird wieder ein Portalrahmen gebaut, der ganz ähnlich konstruiert ist wie der hier beschriebene und unmittelbar neben ihm aufgestellt wird. Die Montage dieses Rahmens muß erfolgen, während die ganze Grobblechproduktion der VÖEST unter ihm durchläuft, da eine Umlegung nicht möglich ist.

Die Planung, Lieferung und Montage beider Portalrahmen erfolgte durch die eigene Stahlbauabteilung der Vereinigten Österreichischen Eisen- und Stahlwerke Aktiengesellschaft.

Der Neubau der Bergdirektion Köflach in Stahlskelettbauweise

Von Dipl.-Ing. Franz G u m b s c h, Zeltweg

Die rationelle Ausbeutung des der Graz-Köflacher Eisenbahn- und Bergbau-Gesellschaft gehörigen Braunkohlenvorkommens bei Köflach, welche zum großen Teil im Tagbau erfolgt, machte die Räumung eines Geländes erforderlich, auf welches sich u. a. das Gebäude der Bergdirektion befand. Es mußte also zu einem Neubau geschritten werden, welcher nicht nur die im eigentlichen Direktionsgebäude befindlichen Dienststellen, sondern auch alle sonstigen in anderen Baulichkeiten verstreut untergebrachten Abteilungen aufnehmen sollte, damit bei dieser Gelegenheit auch der Bürobetrieb entsprechend rationalisiert werden kann.

Bei dem Entwurf des neuen Direktionsgebäudes, für welches ein Baugrund innerhalb des Stadtgebietes von Köflach ausersehen war, hatte der Projektant, Professor Dr. F. L e h m a n, Wien, Anforderungen verschiedener Art Rechnung zu tragen: Neben einer möglichst reibungslosen Abwicklung des Bürobetriebes war zu berücksichtigen, daß das Gebäude nach Erschöpfung der Köflacher Braunkohlenvorkommen in einfacher Weise anderen Zwecken dienstbar gemacht werden könne; es sollte ein wohl neuzeitlicher aber gut in das Stadt- und Landschaftsbild von Köflach passender Bau geschaffen werden; es war eine Bauweise erforderlich, welche angesichts des dem alten Direktionsgebäude bedrohlich näher rückenden Tagbaues raschesten Baufortschritt gewährleistete und endlich sollten auch in möglichst großem Umfang Baustoffe zur Verwendung gelangen, welche von der Oesterreichisch-Alpine Montangesellschaft in ihren Werken hergestellt werden.

Die gesamte Bauanlage besteht aus dem eigentlichen Direktionsgebäude von 30 m Länge und 12,50 m Trakttiefe, vollständig unterkellert und mit 4 Geschossen, einem unterkellerten Wohnstöckl mit 2 Geschossen von 8,75 m Breite und 8,80 m Tiefe sowie einer nicht unterkellerten Garagenhalle von 12,80 m Länge und 6,50 m Tiefe. Zwischen Direktionsgebäude und Wohnstöckl ist im Erdgeschoß eine 3,00 m breite Durchfahrt angeordnet, welche im 1. Obergeschoß überbaut ist. Der gesamte umbaute Raum beträgt 7.970 m^3.

Das Hauptgebäude ist dreitraktig, wobei in dem schmäleren Mitteltrakt in allen Geschossen die Flure und Nebenräume, durch eigene Luftschächte mit Frischluft versorgt, untergebracht sind.

Während die Nebenbauten (Garage und Wohnstöckl) als reine Schüttbauten mit tragenden Außenmauern aus Donawitzer-Hüttenbims und Stahlbetondecken ausgeführt wurden, war für das 4-geschossige Hauptgebäude ab Kellerdecke im Interesse eines möglichst raschen Baufortschrittes ein Stahlskelettbau vorgesehen, welcher mit Hüttenbimsschüttbeton ausgefacht wurde. Hiebei wurden sämtliche Stützen als reine Stahlsäulen berechnet und ausgeführt, die in den Außenmauern und in der Gebäudelängsrichtung liegenden beiden inneren Unterzüge wurden als Verbundbalken ausgebildet. Hinsichtlich der Montage wurde der Vorgang eingehalten, daß jeweils 2 Geschosse des Stahlskelettes fertig montiert und sogleich anschließend ausgebaut wurden. Dies brachte den Vorteil, daß mit ganz leichten provisorischen Windverbänden, welche zudem wiederholt verwendet werden konnten, das Auslangen gefunden wurde, weil vor Montage der beiden nächsten Geschosse schon Ausfachung und Stahlbetondecken die Aussteifung des Gebäudes gegen Windkräfte übernehmen konnten. Bild 1 zeigt das fertig montierte Stahlskelett der beiden unteren Geschosse. Bei den horizontalen Trägern in den Außenmauern und den Mittelunterzügen sind die schlaufenförmigen Flacheisenbügel zu sehen, welche, an die Profilträger angeschweißt, den Verbund zwischen Stahl und Beton sicherstellen. Außerdem ist im linken Außenfeld der leichte horizontale Windverband zu erkennen, welcher jeweils unmittelbar vor Betonierung der Decke ausgebaut wurde. Die ebenfalls sichtbaren quer zu den Unterzügen liegenden schwachen Montageträger wurden in diesem Falle in die als Dreifeldplatte ausgeführten Stahlbeton-

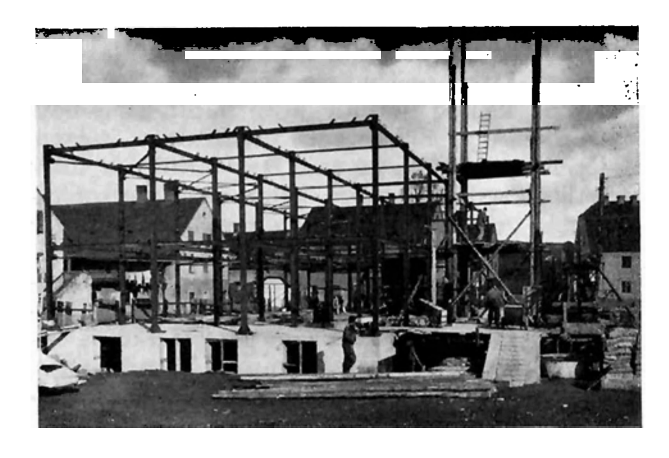


Bild 1: Fertig montiertes Stahlskelett der beiden unteren Geschosse

Fig. 1: Completed steel-skeleton construction of the lower two floors

decken einbetoniert. In künftigen Fällen sollen jedoch auch diese Montageträger so angeordnet werden, daß sie nach Deckenbetonierung ausgebaut und wiedergewonnen werden können.

Bild 2 zeigt den Bauzustand nach Ausbau der beiden unteren Geschosse und Montage des Stahlskelettes für die beiden oberen Geschosse. Die Mittelsäulen sind zur Auflagerung der stählernen Dachbinder entsprechend verlängert. In Bild 3 ist das 3. Geschoß fertig ausgefacht und die Decke betoniert. Beim Stahlskelett werden die Dachbinder montiert.

Aus Bild 4, welches den fertiggestellten und schon eingedeckten Rohbau darstellt, ist deutlich zu entnehmen, daß die Außensäulen des Stahlskelettes mit ihren äußeren Trägerflanschen bündig mit den Außenmauern liegen, also nur seitlich und innen mit Schüttbeton ummantelt sind. Diese Anordnung wurde getroffen, um den Baustoff Stahl auch am Außenbild des Gebäudes zu zeigen. Das Bild zeigt auch gut die unterhalb und oberhalb der Fensterreihen angeordneten schwachen horizontalen Stahlträger, welche in der Fassade ebenfalls sichtbar blieben. Sie dienen keinem statischen Zweck, ermöglichten aber eine besonders einfache Anbringung der Verschalung für den Schüttbeton, wobei eine absolut genaue Flucht eingehalten werden konnte, und erleichterten das Versetzen der Stahlverbundfenster sehr, da deren Rahmen durch Schweißung an diese Profilträger angeheftet werden konnten.

Die Mittelsäulen sind aus Gründen der Feuersicherheit mit Schwerbeton ummantelt, ohne daß diese Ummantelung in der Standberechnung als mittragend berücksichtigt worden wäre. Sie stellt jedoch eine erwünschte Erhöhung der Sicherheit dar.

Außer bei der Tragkonstruktion der Obergeschosse, für welche rund 55 t Profilstahl erforderlich waren, wurde auch beim Ausbau weitgehend vom Stahl als Bau- und Werkstoff Gebrauch gemacht. So wurden, wie schon erwähnt, Stahlverbundfenster verwendet, ferner für alle Türen Stahlzargen. Auch die Haupttreppe wurde in Stahl mit Gummibelag ausgeführt. Das Verständnis der zuständigen Baubehörde für moderne Bauweisen ermöglichte es hiebei, die Untersicht der Stahltreppe ohne die sonst vorgeschriebene feuersichere Verkleidung frei zu zeigen.

Es kann gesagt werden, daß den Absichten des Bauherren, welche für die Verfassung und Bearbeitung des Bauentwurfes als maßgebend zu gelten hatten, durch die Bauausführung voll entsprochen wurde: Der gewählte Grundriß mit seinen an kurzen Mittelfluren angeordneten Arbeitsräumen ermöglicht eine rasche und reibungslose Abwicklung des Bürobetriebes; die Berechnung und Ausführung aller tragenden Konstruktionen ermöglicht es, im Falle

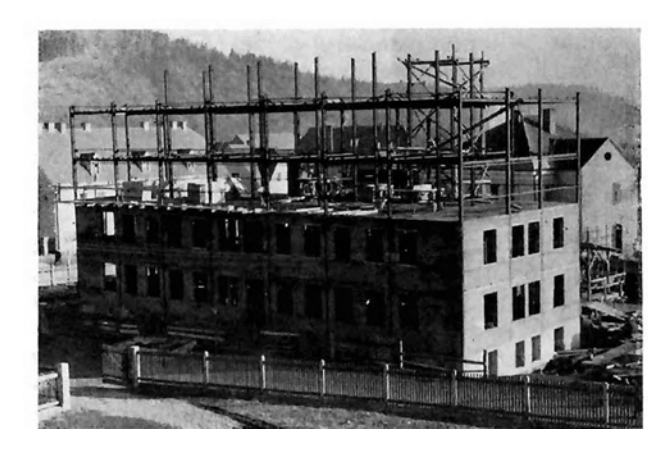


Bild 2: Fertigausbau der beiden unteren Geschosse

Fig. 2: Completion of the lower two floors

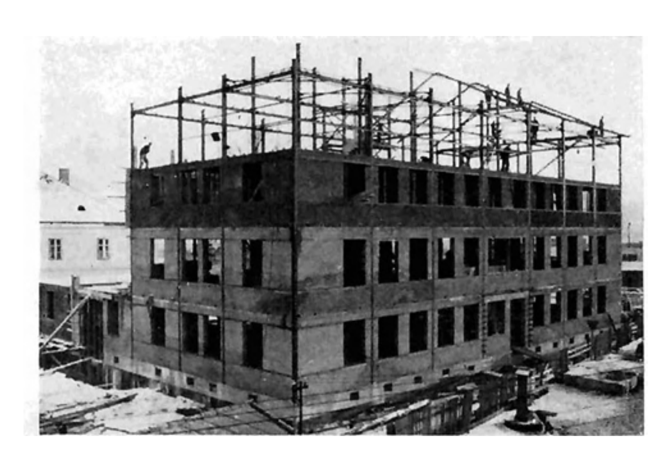
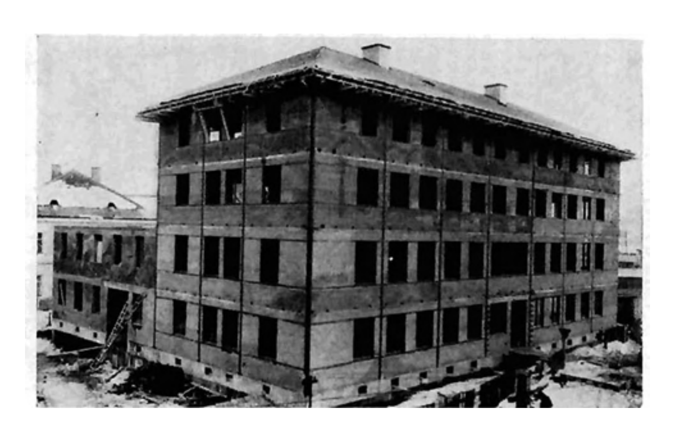


Bild 3: Das dritte Geschoß ist fertig ausgefacht und die Decke betoniert

Fig. 3: Third floor completed and roof concreted

Bild 4: Fertiggestellter und eingedeckter Rohbau

Fig. 4: Crude construction finished and roofed



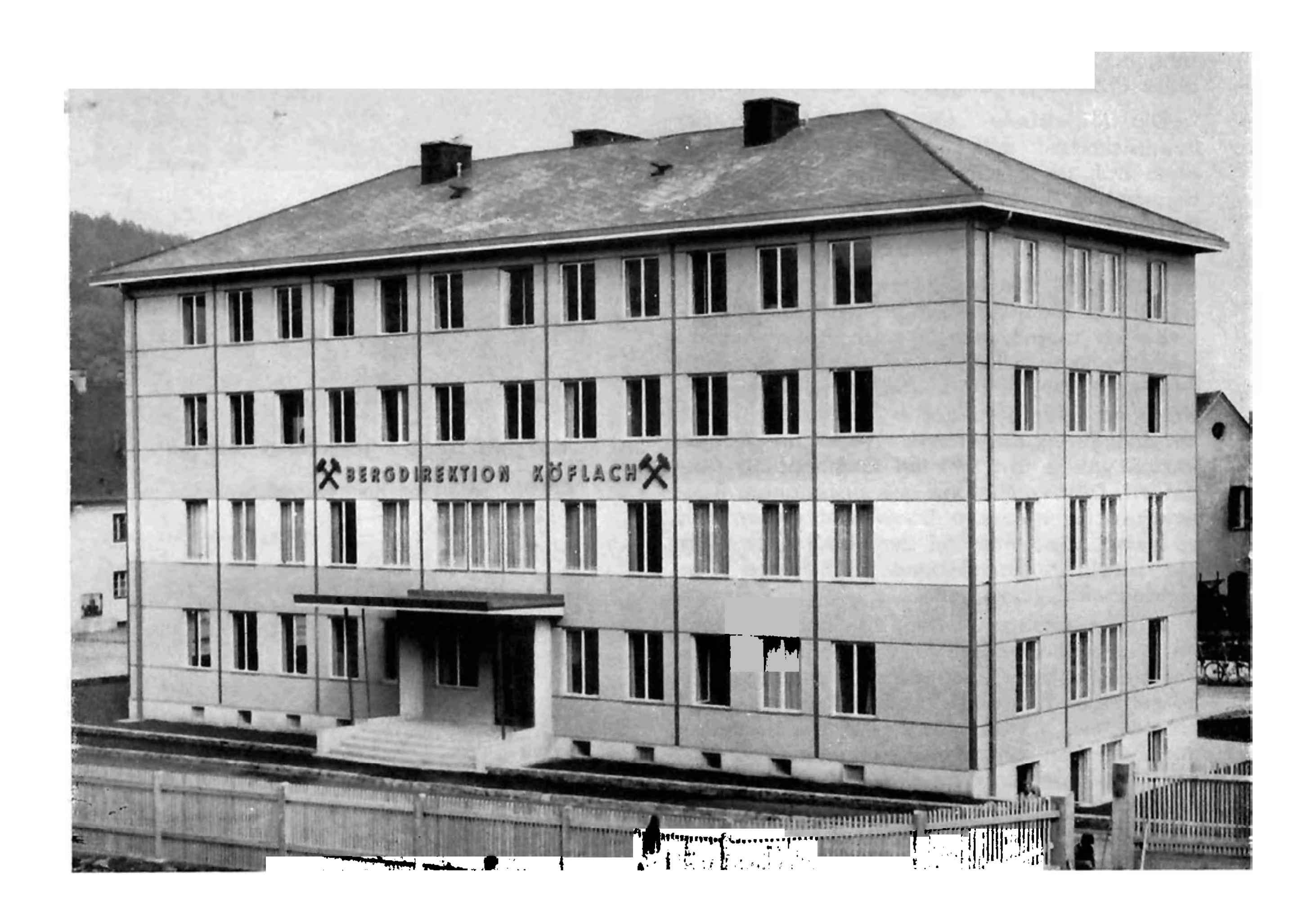
einer Widmungsänderung des Gebäudes die innere Raumausteilung ohne Schwierigkeiten beliebig abzuändern; es wurde im weitestmöglichen Umfang von Alpine-Bau- und Werkstoffen Gebrauch gemacht, da abgesehen vom Stahl auch der im Werk Donawitz erzeugte Hüttenbims nicht nur für den Schüttbeton der Außenwände, sondern auch für die Herstellung von Leichtbetonplatten für alle Scheidewände, ferner für schallhemmenden Unterlagsbeton und für die Beschüttung herangezogen wurde. Auch der erstrebte rasche Baufortschritt wurde erreicht. Die Bauarbeiten begannen Ende September 1954, Anfang November konnte die Montage des Stahlskelettes für die beiden unteren Geschosse erfolgen, am 15. Juli 1955 konnte das Gebäude trotz einiger Unterbrechungen bei den Betonierungsarbeiten, welche der Frost erzwungen hatte, bezogen werden.

Für das Gesamtbauvorhaben war das Werk Zeltweg der Oesterreichisch-Alpine Montangesellschaft, welches auch das Stahlskelett lieferte und montierte, federführend. Die Bauleitung und Bauaufsicht oblag der Bauabteilung der Bergdirektion Köflach. Die Baumeisterarbeiten wurden von der Bauunternehmung Brüder R e d l i c h, Wien, Zweigniederlassung Leoben, ausgeführt.

Daß auch das Ziel, ein modernes und in das Stadt- und Landschaftsbild passendes Gebäude zu schaffen, erreicht wurde, zeigt Bild 5, welches eine Ansicht des fertiggestellten Bauwerkes gibt. Die neue Bergdirektion Köflach wirkt durch ihre ruhige geschlossene Form, die vornehme Gliederung ihrer Schauflächen erhält durch das frei gezeigte Stahltragwerk eine besondere Note, welche der Widmung des Gebäudes wohl angepaßt ist.

Bild 5: Gesamtansicht des fertiggestellten Bauwerkes mit sichtbarem Stahlskelett

Fig. 5: General view of the new building with visible steel structure



Alpine-Stahl-Bauschalung

Von Dipl.-Ing. Franz Gumbsch, Zeltweg

In dem Bestreben, einen Beitrag zur Rationalisierung in der Bauindustrie und zur Verbilligung der Baukosten zu leisten, hat die Oesterreichisch-Alpine Montangesellschaft in ihrem Werk Zeltweg im Verein mit der Bauindustrie eine Stahlbauschalung entwickelt, wobei es nach langjährigen Bemühungen und Erprobungen gelungen ist, eine preisgünstige Stahlschalung herzustellen, die sich bereits im praktischen Einsatz bestens bewährt hat. Sie zeichnet sich nicht nur durch wenige, äußerst zweckmäßig gestaltete Einzelteile aus, sondern auch durch ihre vielseitige Verwendungsmöglichkeit, so daß sie bei den mannigfachsten Bauvorhaben eingesetzt werden kann. Auf die wirtschaftlichen Vorteile dieser Möglichkeit braucht dabei nicht besonders hingewiesen zu werden.

Im Ausland ist infolge der allgemein höheren Holzpreise die Entwicklung in der Richtung zur Anwendung von langlebigen Teilen aus Stahl in der Bauindustrie schon weit fortgeschritten. Auch bei uns in Österreich hat diese Entwicklung bereits eingesetzt und es ist eine immer stärkere Abkehr vom Holz festzustellen. Immer häufiger sieht man Gerüste aus Stahlrohren, deren Vorteile gegenüber Holzgerüsten bereits allgemein bekannt sind. Die höheren Anschaffungskosten werden dabei in kurzer Zeit durch gesenkte Lohnkosten und Verkürzung der Bauzeit aufgewogen und die wesentlich längere Haltbarkeit der Teile aus Stahl gegenüber Holzteilen ergibt eine überlegene Wirtschaftlichkeit.

Die gleichen Vorteile bietet die Alpine-Stahl-Bauschalung, welche für Beton-, Stahlbeton- und Schüttbetonarbeiten geeignet ist. Diese vielseitige Verwendungsmöglichkeit dokumentieren die beiden Abbildungen 1 und 2. Bild 1 zeigt die Alpine-Stahl-Bauschalung bei der Anwendung zur Errichtung von Wohnhäusern in Leichtbetonbauweise, während Bild 2 die gleiche Schalung im Einsatz beim Bau eines Stahlbeton-Kühlturmes veranschaulicht.

Das Grundelement dieser Schalung bildet eine Schalungstafel aus Stahlblech mit umgebogenen, an den Ecken verschweißten Rändern, so daß die Tafelstärke 50 mm beträgt. Die Größe der Normaltafel ist 120 cm × 80 cm. Zur Versteifung der Tafelfläche sind Flacheisen in Kassettenteilung eingeschweißt. Durch diese Verrippung werden die Tafeln in quadratische Felder mit einer Seitenlänge von 40 cm aufgeteilt. Dieses Quadrat dient in verschiedener Anordnung als Grundmaß für Zusatztafeln. Tafeln verschiedener Größe können so neben- und übereinander angeordnet werden, wobei die Tafeln mit ihren abgebogenen Rändern zusammenstoßen. In diesen abgebogenen Rändern sind nun rechteckige Langlöcher eingestanzt, die bei benachbarten Tafelrändern auch verschiedener Tafelgrößen zur Deckung kommen. Durch diese Langlöcher werden quadratische, hakenförmig abgebogene Stecker zur Verbindung der einzelnen Tafeln gesteckt. Bei den waagrecht liegenden Tafelrändern dienen die Langlöcher zur Verbindung mit den Längsschienen mittels Stecker und Halter.



Bild 1: Alpine-Stahl-Bauschalung in Anwendung bei Errichtung von Wohnhäusern

Fig. 1: Alpine steel casing used for the erection of houses

Um Schalungen beliebiger Länge herstellen zu können, sind noch sogenannte Schleifbleche vorgesehen, welche nur auf einer Seite einen aufgebogenen Rand aufweisen. Mit diesem Rand stoßen diese Schleifbleche auf einer Seite an die normalen Tafeln, während sich die flachen Seiten von innen an die benachbarten Tafeln abstützen, wodurch Lücken bis 28 cm Breite überbrückt werden. Auf dem Bild 3 sind derartige Schleifbleche zu erkennen. Auf diesem Bild sind weiters die Längsschienen zu sehen, an die sich die horizontalen Tafelränder nach außen abstützen, ebenfalls sind die Verbindungselemente, wie Halter, Distanzstäbe und Stecker zu erkennen.

Die Längsschienen bestehen aus zwei, unter Zwischenlage von Beilagescheiben mit ihren Stegrücken zueinander liegenden, verschraubten Spezial-U-Stählen. Durch den zwischen den U-Trägern verbleibenden Schlitz werden Halter und Distanzstäbe geschoben. Die Längsschienen werden in abgestuften Längen geliefert; für die Abstützung der Schalung an Mauerkanten sind sie als Winkel ausgebildet, wodurch die erforderliche Steifheit der Schalung erzielt wird. Im allgemeinen kann zwischen den einzelnen benachbarten Längsschienen ein Zwischenraum verbleiben und die Flucht bleibt erhalten, insofern an der gegenüberliegenden Wandseite an dieser Stelle eine Längsschiene durchläuft. Eine Verlaschung, wie sie Bild 4 zeigt, ist nur in Fällen höherer Beanspruchung zur Verbindung benachbarter Längsschienen und zur starren Verbindung von Eckschienen und anschließenden Längsschienen erforderlich.

Zur Festlegung der Mauerstärke und zur Verbindung der beiden Schalungswände dienen gelochte Distanzstäbe aus Flachstahl, welche die Ausführung von Mauern in 5 zu 5 cm abgestuften Stärken von 20 bis 50 cm gestatten. Sie werden zwischen den horizontalen Rändern übereinander angeordneter Schalungstafeln in erforderlicher Anzahl eingelegt und mit den Steckern an den Längsschienen befestigt. Die durch die Stärke der Distanzstäbe bedingte Fuge von 3 mm Breite wirkt sich beim Betonieren nicht nachteilig aus und ist bei der fertigen Mauer kaum zu sehen. Durch die Anordnung der Distanzstäbe zwischen übereinander liegenden Schalungstafeln bietet sich der große Vorteil, daß gegenüberliegende Tafeln in horizontaler Richtung beliebig versetzt sein können.

Die Längs- und Eckschienen werden durch Keilbügel mit den Stützen verbunden. Als Stützen werden vorteilhaft Normal-Gerüstrohre verwendet. Die Keilbügel gestatten den Abstand zwischen Stützen und Längsschienen einzustellen und damit die Schalung in einfacher Weise einzufluchten.

Die Aufstellung der Schalung ist infolge der zweckmäßig gestalteten Teile denkbar einfach

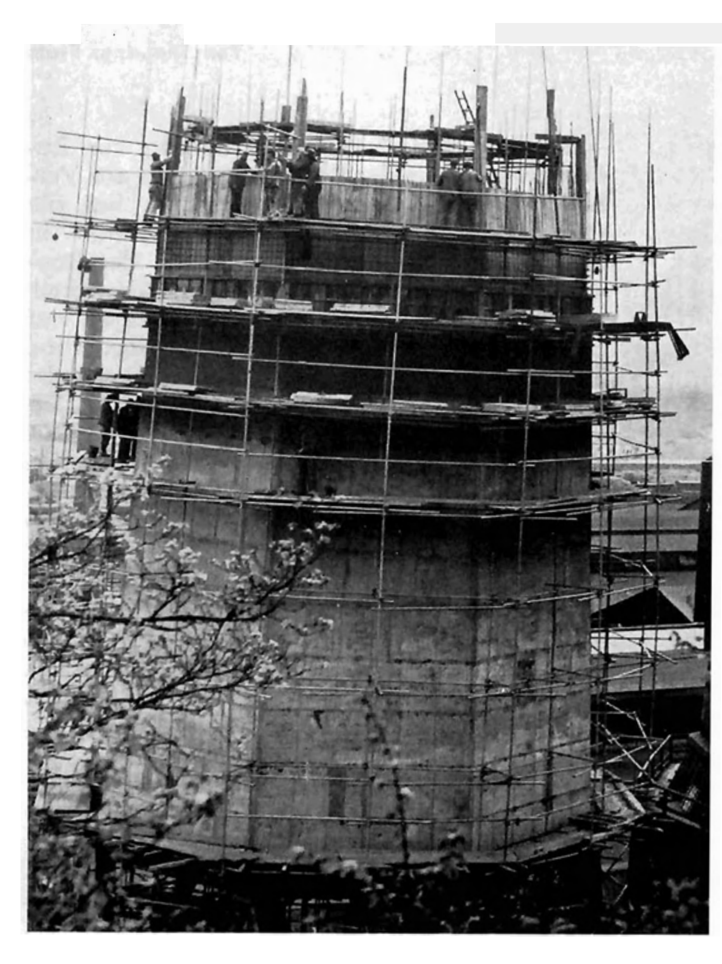


Bild 2: Alpine-Stahl-Bauschalung im Kühlturmbau

Fig. 2: Alpine steel casing used for the erection of cooling towers

und die Arbeiter werden in kürzester Zeit im Umgang mit ihr vertraut. Es gibt keine Verschraubungen bei der Aufstellung der Schalung. Das Gewicht des schwersten Einzelteiles beträgt 28 kg und das Gewicht der Normaltafel 21,1 kg.

Im Verein mit einer entsprechenden Versteifung lassen sich die Schalungstafeln zu größeren Schalungswänden zusammenstellen, wie sie zur einseitigen Schalung von Böschungsmauern u. dgl. vorteilhaft angewendet werden. Durch einfache Zusatzteile ergänzt, läßt sich die Schalung für mannigfache Bauvorhaben einsetzen, wovon als Beispiel bereits in Bild 2 der Bau von Kühltürmen mit achteckigem, sich nach oben verjüngendem Querschnitt gezeigt wurde.

Der Preis der Alpine-Stahl-Bauschalung ist so niedrig, daß unter Berücksichtigung der um vieles häufigeren Umsatzmöglichkeit und der geringen Erhaltungs- und Instandsetzungskosten die Rentabilität gegenüber Holzschalungen gewährleistet ist.

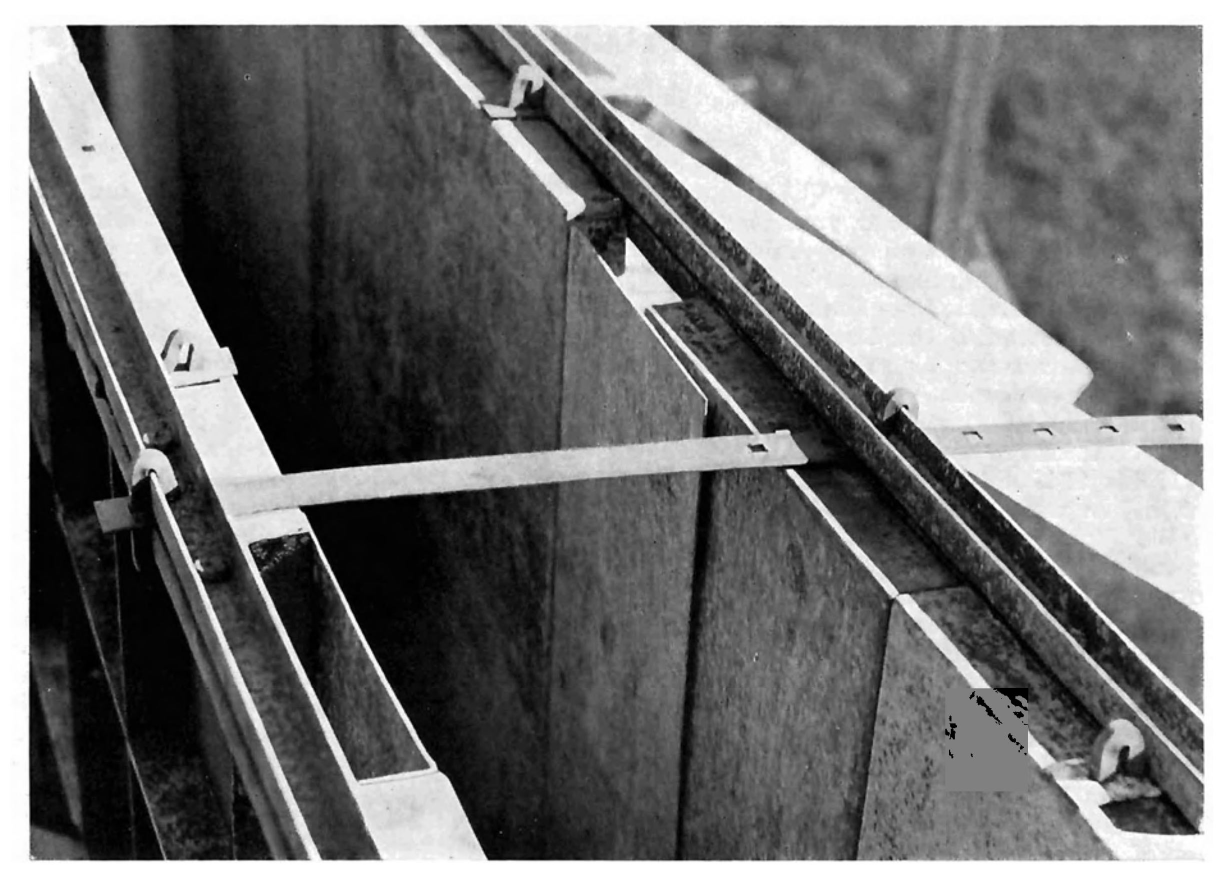
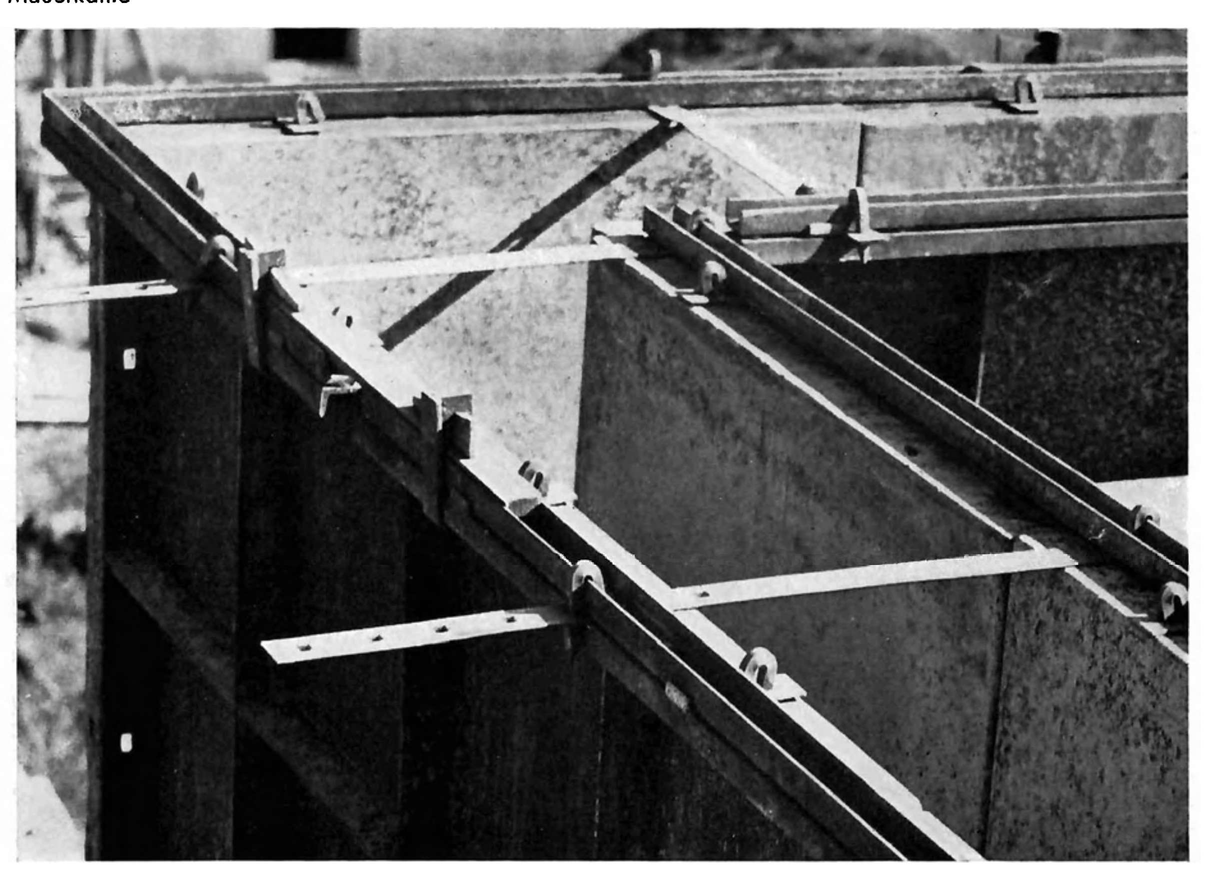


Bild 3: Befestigungselemente und Schleifbleche der Stahl-Bauschalung

Fig: 3: Fasteners and insert sheets of the steel casing

Bild 4: Anordnung der Stahl-Bauschalung bei einer Mauerkante

Fig. 4: Arrangement of steel casing at wall edges



Ein Kirchenneubau

Von Architekt Dipl.-Ing. Fritz Reischl, Linz/Donau

In der großen Siedlung der VÖEST am Harter Plateau im Stadtgebiet von Linz wurde eine katholische Kirche gebaut. An einem sehr markanten Punkt am Ende der Auffahrtstraße, die das Hüttenwerk mit der Siedlung verbindet, steht das Bauwerk in der Straßenachse.

Es wurde versucht, eine Form zu finden, die sowohl die sakralen Wünsche des Bauherrn ganz berücksichtigt und andererseits sich auch in den Charakter der Bauten, die in den Jahren 1939 bis 1945 entstanden sind, einfügt, ohne mit diesen wesensverwandt zu sein.

Die Planung erfolgte mit dem Gedanken, sowohl den Stahlbau zu Worte kommen zu lassen, als auch das Abfallprodukt des Hochofens, die Schlacke, als Schüttmaterial für die massiven Wandelemente zu verwenden.

Aus den gezeigten Bildern ist ersichtlich, daß der Turm, wie auch die gesamte Dachkonstruktion als reine Stahlskelettkonstruktion ausgedacht wurde. Das Dach steht auf Stahlstützen von 13 m Höhe und ruht überhaupt auf der Umfassungswand nicht auf. Man sieht im Innenraum die Stahlkonstruktion mit ihrer Felderteilung und außen immer wieder das stehende Rechteck, das als Element der Gestaltung alle Bauteile beherrscht. Große Fensterflächen — leicht nach außen bombiert — wechseln mit massigen Wandflächen. Durch die Aufstellung des Daches unabhängig von den Seitenwänden war es möglich, zwischen den beiden ein Fensterband von fast 100 m Länge und 3 m Höhe um das gesamte Kirchenschiff umlaufen zu lassen.

Die parabolische Grundrißform, aus dem Bestreben heraus konstruiert, eine starke Steigerung des Raumes zum Altar zu erzielen, machte dem Stahlbau viel Mühe, da jeder Dachbinder anders wurde und das Einfügen eines Windportales an einer günstigen Stelle der Apsis sehr gut überlegt werden mußte.

Doch alle diese konstruktiven Schwierigkeiten empfindet das Auge des Beschauers nur als lockere, moderne Formgebung und ist angenehm berührt von dem ausgewogenen Wohlklang, der diesen Raum erfüllt.

Die Decke, die ganz ohne eine Konstruktionsstärke über dem durchlaufenden Fensterband zu schweben scheint, ist überstrahlt von dem bunten Licht des ganz musikalisch ablaufenden Buntfensterbandes. Als besondere Note, die konstruktiv zu dem Aufbau einer gläsernen Kuppel geführt hat, sei gesagt, daß der sakrale Raum nur an der Stelle des Altares weißes Licht erhält und nur von oben herabfallend.

Aus den Bildern, die aus der Bauzeit stammen, ersieht man, daß bei diesem Bauwerk der Stahl wirklich gestalterisch mitspricht und nicht, wie so oft, dann ganz mißverstanden wieder versteckt und verkleidet wird. Ich habe an anderer Stelle schon über die Auffassung geschrieben, mit den technischen senkrechten und horizontalen Teilungen des Skelettes in eine absolute Harmonie und Proportion zu treten und diese auf das ganze Bauwerk zu übertragen. Es ist auch bei diesem Bau gelungen, das stehende Rechteck als Netzwerk über

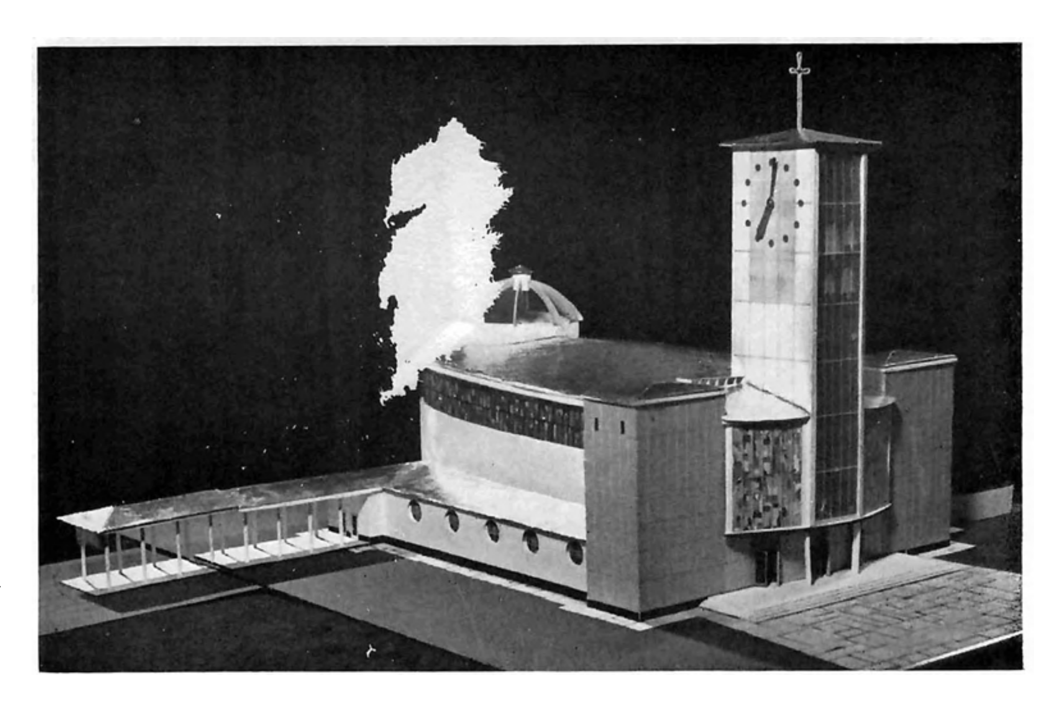


Bild 1: Modell der Kirche am Bindermichl in Linz/Donau

Fig. 1: Model of church on the Bindermichl in Linz/Donau

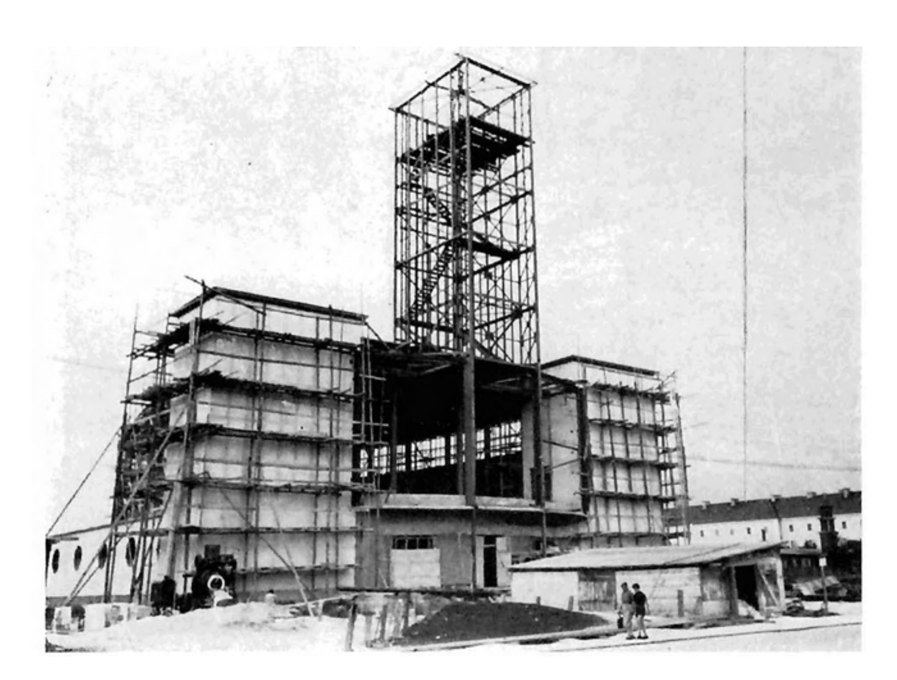


Bild 2: Gesamtansicht zur Zeit der Turmmontage

Fig. 2: Total view during the time of erection

den Turm zu ziehen und mit Glasflächen, durch die man in den Glockenstuhl sehen kann und mit Jalousieflächen die nötige Abwechslung in die Felderteilung zu bringen.

Diese Proportionen wurden auch als Felderteilung nur im Terranovaputz auf die beiden Pylonen mitübernommen, so daß ein richtiger Zusammenklang mit dem massiven Bauelement zustandekommt.

Im Inneren der Kirche umsäumen die Rundsäulen ohne Sichtbehinderung den schönen Raum und man hat die Empfindung, daß sie apostelgleich den Himmel tragen.

Dieser Kirchenbau, der vor seiner Fertigstellung steht, wurde hier in seinem Entstehungszustand gebracht, um zu zeigen, welch schöne Aufgaben es für den Stahlbau auf den verschiedensten Gebieten des Bauens gibt.



Bild 3: Untersicht in die Kuppelstahlkonstruktion

Fig. 3: View of cupola from beneath



Bild 4: Blick in die Apsis, Fensterband mit durchlaufender Beleuchtungsrinne

Fig. 4: View of apsis, band of windows with trough for bulbes

Gerade im Kirchenbau mit seinen weiten Räumen, mit großen Spannweiten, Türmen, Kuppeln usw. hat der Stahl für den planenden Architekten eine bestechende Vielfalt zu bieten und es soll dieser kleine Beitrag eine Anregung sein, bei ähnlichen Aufgaben den Stahl heranzuziehen und sich seiner konstruktiven Klarheit auch gestalterisch zu bedienen.



Bild 5: Altarraum mit Kuppel-Oberlicht

Fig. 5: Altarroom with skylight of cupola

Extracts

Present stage of development in steel framework constructions

by Dipl.-Ing. Dr. techn. Robert Krapfenbauer, Wien . . . . Page 1

This brief study in particular refers to steel frame structures above ground and their advantages.

1. Quick building progress, short completion time.
2. Saving of space, more free area for utilizing.
3. Possibilities for easy constructional alterations — also inside of the buildings.
4. Value of material — being maintained also in dismounted condition.
5. Reduced costs for foundations, no lightning protection required.

Also various problems in that line are further discussed in a frank and tendentious way.

An other paragraph is dealing with the matter of protections against fire, with filling materials in respect of heat and sound protections, and finally, reference is made to various other systems.

Supported by pictures the development of the building in steel frame work constructions is demonstrated from its begin up to the present time.

Advantages by using steel for shed-constructions,

Enlargement of the span of the crane runway for a rolling mill shed, without Interruption of operation

by Dipl.-Ing. Dr. techn. Hugo Schön, Linz/Donau . . . . Page 14

The article deals with the alteration of a large rolling mill shed with a crane span of 35,0 meter and runway-girder supported on columns which are spaced every 20,0 meters for cranes up to 60 tons capacity. On removing of a roof- and runway-column a free opening of 31,0 meter clearance was obtained under the crane runway. This aim was achieved by erecting a frame of 33,45 meter span below the existing runway. The loads of the column to be removed below the runway is taken up by this frame, transferring them to its foundations, so that the lower part of the column could be removed below the frame girder.

A remarkable point in this procedure is the fact, that the work was carried out without interruption of the rolling mill operation and only with two interruptions of the crane operation on sundays, which did not interfere with the production. It was also possible to carry out the work during the winter months.

This procedure particularly shows the advantages of steel constructions, which permits exclusively alterations in this way.

Steel frame construction of the new building for the Mining Administration at Köflach

by Dipl.-Ing. Franz Gumbsch, Zeltweg . . . . Page 20

Due to the development of open cast working in the lignite deposits at Köflach, the erection of a new building for the mining administration centrally located was becoming a necessity.

This new building now centralizes all offices concerned with the mining administration. It consists of the building for the mining management itself of 30 m length and 12,5 m width, being subdivided in 3 tracts, with 4 stories and a cellar, further of a dwelling house with 2 stories and a cellar, and of a garage suitable for 4 cars, without cellar. The supporting structure is a steel frame construction resting in level of the cellar ceiling on the underground floor, made of heavy concrete. The frame walls are filled-up with pumice slag stones. The steel supports in the outer walls are left visible while the inner supports are clad in heavy concrete protecting against fire.

The building of a total volume of 7970 m³ has been erected in the period between 1. 10. 1954 and 15. 7. 1955.

Alpine Steel Shuttering

by Dipl.-Ing. Franz Gumbsch, Zeltweg . . . . Page 23

To contribute to the rationalization of the building industry the Oesterreichisch-Alpine Montangesellschaft, Works Zeltweg, developed a steel shuttering which already has proved to be most satisfactory in practical use. This shuttering consisting of a few well designed parts suits manifold purposes in building projects. The prime costs for steel shuttering compared with those for wooden shuttering are somewhat higher, yet will soon be compensated by reduced costs for wages and a shorter completion time of the building objects.

The shuttering elements of steel sheets are reinforced by bent-up edges and ribs weldedin. They are carefully designed to allow most simple assembling for covering planes of various measurements. The shuttering plates are propped by rails of 2 U-profiles of special steel, along the horizontal plate edges. The wall thickness will be adjusted and maintained by means of distance rods of flat iron. To support the steel shuttering normal scaffolding tubes are suitably used.

The erection of the steel shuttering is very simple and the workers engaged with this work are soon familiar in handling it. The pictures represent some examples of the "Alpine Steel Shuttering" in use for building dwelling houses in light concrete construction as well as for erecting cooling towers of reinfored concrete.

Church in modern steel-construction

by Architekt Dipl.-Ing. Fritz Reischl, Linz/Donau . . . . Page 26

Near Linz in the lodging center of the iron and steel plants a katholic church was built.

An attempt has been made to find a sakral form and yet to harmonize with the environs. The designer had the idea to employ our section for steel-constructions and also to use the waste materials of our furnaces, i. e. to use blast-furnace cement and fornace-slag for concrete, to build up the walls with. It is to be seen on the pictures, that the tower and the roof are pure structural steelwork, the roof is supported by steel columns 13 m heigh and not by the outer walls. So it was possible to have a band of coloured glass almost 100 m long below the cornice run along the whole nave.

The parabolic form of the design, emphasizing the altar, was a difficult problem for constructing the steel-binders and the roof. The ceiling, almost without body, which seems to be hovering above the band of coloured glass, is illuminated by rays of light through the coloured glass. The cupole of glass above the altar is the only source of white light in the nave.

The pictures, taken during the time of erection,

will show us how much steel and steel construction is forming the shape of a building and is neither hidden or covered. The proportions of an upright rectangle are overdrawing the whole building, steel-construction and massive walls.

The front of the tower is made of steel and glass and the bells and the bell-frame is visible. The interior of the church will give the impression as if the columns, like the 12 apostles, would carry the sky.

The building of this church is nearly finished and the pictures of its constructions will show how various is the use of steel in architecture, especielly in building churches, and how steel will help to solve difficult problems of towers, cupoles and of spanning wide spaces.

Steel is offering an attractiv variety of possibilities to the planing architect and is worth to be used also for its constructive clearness.



BERATUNGSSTELLE FÜR STAHLVERWENDUNG

Eine neuartige Bedachung aus dünnem Stahlblech mit Versteifungselementen*)

Diese Bedachung wurde bei dem neuen Auditorium der „General Motors" ausgeführt; man erhielt dadurch bei beträchtlicher Stahleinsparung große stützenfreie Flächen.

Der interessanteste Anziehungspunkt der neuen technischen Entwicklungs- und Forschungsstelle der General Motors in Detroit ist das kreisrunde Auditorium mit seiner sphärischen, von ähnlichen Konstruktionen abweichenden Kuppel. Bei dieser Konstruktion, die keine Innenstützen besitzt, wurde eine aus dünnem Stahlblech bestehende Dachhaut verwendet, die durch ein aus Winkelprofilen gebildetes netzartiges System ausgesteift wird. Innerhalb der äußeren Stützen, die lediglich das Dach tragen, wurde durch diese neuartige Lösung eine freie Fläche mit einem Durchmesser von 56,693 m geschaffen.

Das Auditorium, das im Mai vorigen Jahres seiner Bestimmung übergeben wurde, stellt an sich schon eine vom Üblichen abweichende Konstruktion dar, und zwar insofern, als dieser Bau weder Tribünen noch bestimmte Unterteilungen oder eine Bühne besitzt.

Die geschweißte sphärische Kuppel, gebildet aus vier ringförmigen Zonen aus gebogenen Feinblechen.

1. Dachrinne — 2. Hohlkastenträger als Zugring — 3. Steifenring — 4. Meridiansteifen.

*) Nachdruck aus „Acier — Stahl — Steel" Nr. 7—8, 1956

Vielmehr bildet das Gebäude zunächst eine einzige Ausstellungsfläche für Automobile; es kann aber dank der vorgesehenen Nebenräume und Einrichtungen, wie Küchen usw., schnellstens in einen Versammlungssaal, eine Empfangs- oder Festhalle usw. verwandelt werden.

Das Dach konnte in einer Blechdicke und mit einem Gewicht ausgeführt werden, die wesentlich unter den Werten ähnlicher Konstruktionen liegen. Diese neuartige Lösung verdanken wir der Chicago Bridge and Iron Company und den Architekten Sacarinen & Cie. Bryant und Detwiler waren die allgemeinen Bauunternehmer; als Bauingenieure arbeiteten an der Verwirklichung dieses Projekts Smith, Hinchman und Grylls. Die vollkommen geschweißte Stahlkonstruktion wurde von der Chicago Bridge and Iron Company ausgeführt. 40 Stützen erheben sich entlang dem äußeren Umfang des Gebäudes. Sie haben einen rechteckigen Querschnitt mit den Abmessungen 20,3 × 30,5 cm und eine Höhe von 2,895 m. Auf diesen Stützen ruht ein ringförmiger Hohlkastenträger mit einer Breite von 30,5 cm und einer Höhe von 35,6 cm, und auf diesem wiederum die sphärische Kuppel des Gebäudes. Eine horizontale Dachrinne kragt 0,61 m über den Ringträger aus.

Die sphärische Kuppel mit einem Radius von 32,727 m wird aus gewölbten Feinblechen gebildet, die in vier Ringzonen miteinander verschweißt sind. Die untere Ringzone, die den ringförmig ausgebildeten Hohlkastenträger berührt, besteht aus 80 einzelnen Blechen; die zweite Zone wird aus 60, die dritte aus 48 und die vierte aus 24 einzelnen Blechen gebildet.

Die Dicke dieser Bleche beträgt 9,5 mm. Wenn die Bleche miteinander verbunden sind, dann darf die zulässige Last 107 kg/m² nicht übersteigen, wovon allein 78 kg/m² auf das Eigengewicht der Bleche selbst entfallen. Durch die an der unteren Fläche der Bleche vorgesehenen Steifen aus Winkelprofilen wurde die zulässige Last auf 209 kg/m² erhöht, wobei der Sicherheitskoeffizient gleich 3 ist.

Ein Teil dieser Steifen liegt in den Meridianachsen, während die anderen den horizontalen Kreisumfängen folgen. Die den Meridianen entsprechenden Steifen bestehen aus Winkelprofilen 152 × 89 × 8 mm bzw. 127 × 67 × 8 mm, wobei diese in einem gegenseitigen Abstand bis zu 101 mm angeordnet sind. Die horizontalen, ringförmig geführten Steifen werden aus Winkelprofilen 152 × 101 × 16 mm bei dem größten der Ringe und aus Winkelprofilen 152 × 101 × 12,7 mm bei den beiden anderen Ringen gebildet. Diese horizontalen Steifenringe sind in Abständen von etwa 8,23 m angeordnet. Alle Winkelprofile sind an der Schenkelspitze mit den Blechen verschweißt.

Sämtliche Winkelprofile der ringförmigen Steifen wurden entsprechend dem Verlauf eines großen Kreis-

bogens, dessen Radius dem der Kuppel entspricht, gebogen. Durch dieses Biegen mit einfacher Krümmung war es möglich, jede beliebige Steife auf jedem beliebigen Blech zu adjustieren. Hätte man dagegen außerdem die Winkelprofile so geformt, daß sie mit ihrer Krümmung den horizontalen Kreisbögen der Kuppel folgen, dann hätte man eine doppelte Krümmung ausführen müssen, entsprechend der doppelten Krümmung der Bleche. Aus diesem Verzicht folgt aber, daß die ringförmigen Steifen ein Vieleck mit einer Kantenlänge von 40, 40 bzw. mit 24 Ecken bilden.

Die Bleche, die die Dachhaut der Kuppel bilden, wurden durch Stumpfschweißung miteinander verbunden, wobei eine Schwundtoleranz von 1,6 mm berücksichtigt wurde. Durch das Aufschweißen der den Meridianen folgenden Steifen auf den Blechen mittels kontinuierlicher Schweißnaht von 6,4 mm entstand bei diesen Blechen ein Schwund von 1,6 mm in der Breite. Es wurden keine besonderen Maßnahmen getroffen, um diesen beim Schweißen eingetretenen Schwund auszugleichen; lediglich bei dem Blech, das die Ringzone schließt, wurde eine Überbreite von 76,2 mm vorgesehen, um so einen endgültigen Ausgleich vornehmen zu können.

Zur Ausführung der ersten aus den einzelnen Blechen gebildeten Ringzone wurden vier dieser Bleche auf den Gewölbebögen montiert, stumpfgeschweißt und mit Winkelprofilstreifen versehen. Die so zusammengefügten Bauteile wurden gerichtet und an Ort und Stelle verschweißt. Bei den folgenden Ringzonen wurden die den Meridianen folgenden Steifen während der Montagearbeiten nur punktgeschweißt; ihre endgültige Verschweißung mit den Blechen wurde bereits an den montierten und miteinander durch Stumpfnähte verbundenen Blechen ausgeführt. Durch diese vom üblichen Verfahren abweichende Art der Montage erhielt man eine regelmäßigere Fläche, indem ein Auswölben der Bleche der ersten Ringzone infolge der endgültigen Verschweißung der den Meridianen folgenden Steifen im Anschluß an die Montagevorbereitungen vermieden wurde.

Das Gesamtgewicht der Bleche und der Steifen der Kuppel beträgt 290 000 kg. Wollte man die die Kuppel bildenden Bleche ohne Steifen ausführen, dann müßte man aus Gründen der Stabilität eine Blechdicke von 15 mm wählen, wobei sich das Gesamtgewicht auf 408 000 kg erhöht.

Eine schallisolierende und lichtreflektierende Decke verkleidet das Innere der Hauptkuppel und ist an entsprechenden Halterungen, die an den Meridiansteifen befestigt sind, aufgehängt. Das Mittelteil der Decke, die sogenannte Innenkuppel, wird von einem Profilband umgeben. Die für die Decke verwendeten Bleche sind durch in Abständen von 6,35 mm angeordnete Löcher von je 2,8 mm Durchmesser durchbrochen; sie bilden eine Reihe von gleichseitigen Dreiecken. Auf den Quadratmeter Deckenfläche entfallen 36 670 Löcher; die Decke weist also insgesamt 70 000 solcher Löcher auf, die mehr als 17% der Deckenfläche darstellen.

Im Gegensatz zu den Blechen der tragenden Hauptkuppel sind die Deckenbleche nicht mit doppelter Krümmung gebogen, sondern jedes dieser Bleche hat zylindrische Form, wobei dennoch das Gesamtbild absolut sphärisch wird.

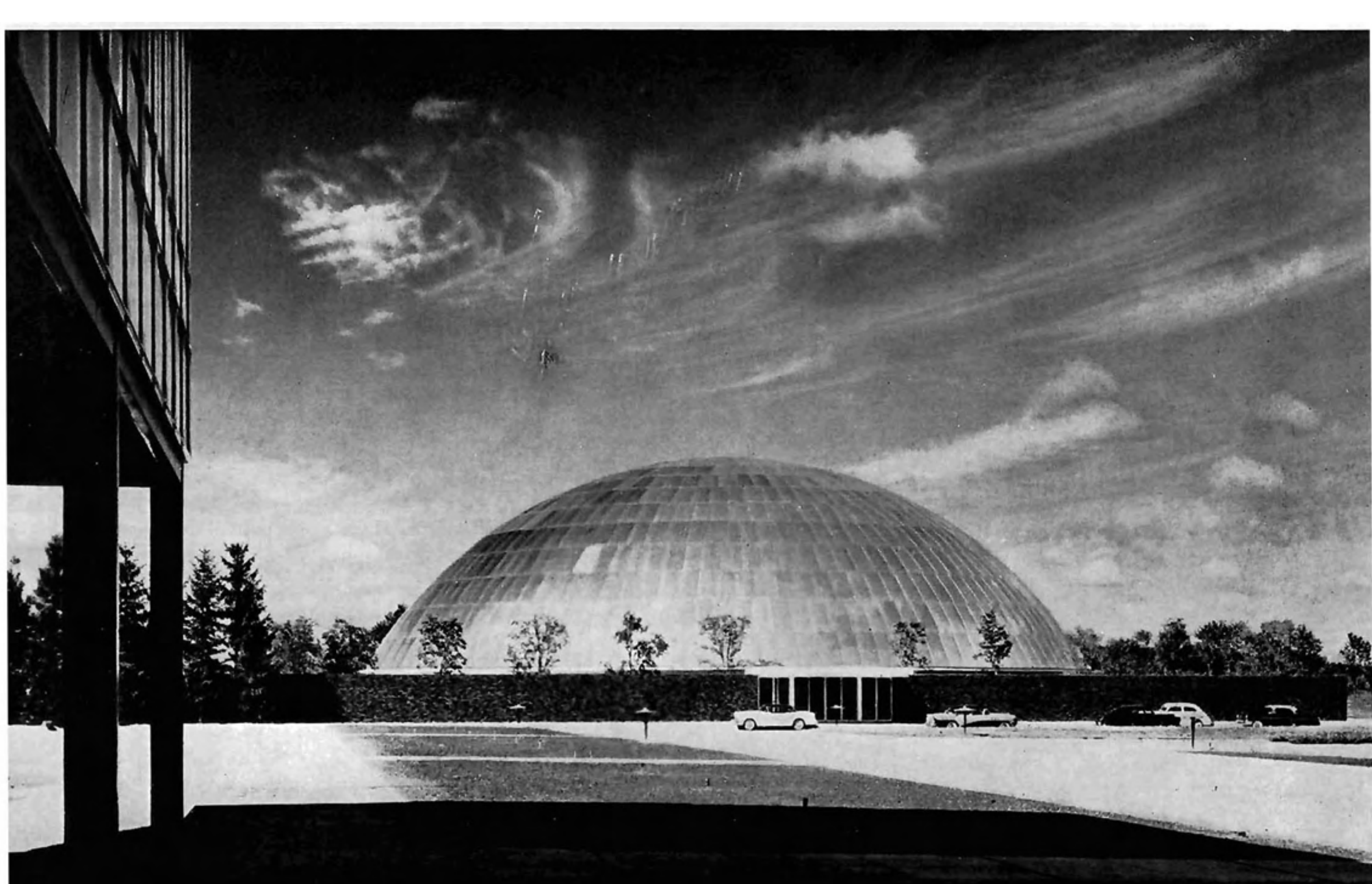
Diese Bleche sind überlappt geschweißt. Winkelprofile 57 × 32 × 4,8 mm folgen den in der Richtung der Meridiane verlaufenden Schweißnähten.

Trotz der Deckenlochung wird durch das Gewicht der Decke das Gesamtgewicht der Dachkonstruktion erheblich erhöht. Die gelochten Bleche allein wiegen insgesamt 45 000 kg; hinzu kommt das Gewicht der Winkelprofile, die sich an die den Meridianen folgenden Schweißnähte anlehnen, mit 10 900 kg, die Deckenbefestigungsanker mit 45 000 kg und schließlich die Beleuchtungseinrichtungen, die Lüfter und die akustischen Geräte mit zusammen 20 800 kg, woraus sich ein Gesamtgewicht der Decke von 122 500 kg ergibt.

Zählt man dazu das Gewicht der Hauptkuppel mit 290 000 kg, dann ergibt sich ein Gesamtgewicht für die Dachkonstruktion von 412 500 kg, d. h. also praktisch das gleiche Gewicht, das man bei der Hauptkuppel allein erreicht hätte, wenn man diese nicht mit Aussteifungen versehen hätte.

Das Gewicht der Kuppel mit Steifen beträgt 71% des Gewichtes einer Kuppel ohne Aussteifung. Insgesamt ergibt sich durch diese Konstruktionsart eine Stahleinsparung von 118 000 kg.

Blick auf das Auditorium der neuen technischen Forschungs- und Entwicklungsstelle der General Motors in Detroit



Die Forderungen der Österreichischen Bundesbahnen an moderne Weichen und Kreuzungen

Von Bundesbahn-Oberbaurat Dipl.-Ing. Werner Czuba, Wien

Als nach Ende des letzten Krieges die Oesterreichisch-Alpine Montangesellschaft in ihrem Werk Zeltweg, das heute ebenso wie vor 1938 das einzige Weichenwerk in Österreich ist, mit dem Weichenbau wieder beginnen wollte, war zuerst die Frage zu klären, welche Weichen- und Kreuzungsformen und -bauarten hergestellt werden sollen. Sollte man zu den Weichenformen und Weichenbauarten der Zeit vor 1938 zurückkehren, sollte man die in den Jahren 1938 bis 1945 in erheblicher Zahl in den Anlagen der Österreichischen Bundesbahnen verlegten sogenannten „Reichsbahnweichen" nachbauen oder sollte man neue moderne Weichen entwickeln.

Da als Folge der Kriegsereignisse die Fertigung im Werk Zeltweg vollständig neu aufgebaut werden mußte, stand vom Werk aus der Entwicklung neuer Weichen nichts im Wege. So wurden von der Generaldirektion der Österreichischen Bundesbahnen und dem Werk Zeltweg in Gemeinschaftsarbeit neue moderne Weichen und Kreuzungen entwickelt.

Es wurden zuerst die Forderungen festgestellt, die vom gleistechnischen und gleiswirtschaftlichen Standpunkt an moderne Weichen und Kreuzungen zu stellen sind. Erst dann wurde an die Konstruktion und schließlich an die Fertigung geschritten. Selbstverständlich wurden außer eigenen Erkenntnissen und Erfahrungen auch die veröffentlichten und bekannt gewordenen Erkenntnisse und Erfahrungen anderer Bahnverwaltungen verwertet. Es sollte nicht um jeden Preis etwas Neues entwickelt werden. Es wurde das Vorhandene kritisch untersucht, das Gute und Bewährte wurde übernommen, anderes wurde verbessert. Auf den Stand der Fertigungstechnik wurde Rücksicht genommen.

Für die Strecken 1. Ranges, das sind vollspurige Hauptstrecken mit starkem Verkehr, hohen Fahrgeschwindigkeiten und großen Achsdrücken, wurde die Schienenform B mit 49,05 kg/lfm, für die Strecken 2. Ranges, das sind vollspurige Hauptstrecken mit mittlerem Verkehr und mittleren Fahrgeschwindigkeiten, ferner vollspurige Nebenstrecken mit starker Belastung oder solche, deren Oberbau trotz minderer Belastung infolge der ungünstigen Anlageverhältnisse starker Beanspruchung ausgesetzt ist, wurde die Schienenform A mit 44,35 kg/lfm festgelegt.

Die Forderungen, die die Österreichischen Bundesbahnen an moderne Weichen und Kreuzungen stellen, gliedern sich in zwei Gruppen, und zwar in die gleistechnischen und in die gleiswirtschaftlichen Forderungen. Zu den gleistechnischen Forderungen gehören die fahrtechnischen Forderungen, die geometrischen Forderungen, die zum Teil aus den fahrtechnischen Forderungen folgern, zum Teil aber von diesen unabhängig sind, und einige konstruktive Forderungen. Der größte Teil der konstruktiven Forderungen ist gleiswirtschaftlicher Natur.

Als fahrtechnische Forderungen werden erhoben:

1. Jede Weiche muß wenigstens in einem Zweig, jede Kreuzung muß in beiden Zweigen mit der gleichen Höchstgeschwindigkeit befahrbar sein wie die anschließenden Gleisabschnitte.
2. Beim Befahren einer Weiche oder Kreuzung dürfen auf das Fahrzeug keine anderen und keine größeren Kräfte einwirken als beim Befahren eines gleichartigen Gleises.
   Aus dieser Forderung folgt, daß für den Zusammenhang zwischen Bogenhalbmesser, Überhöhung und zulässiger Höchstgeschwindigkeit für Gleise und Weichen die gleichen Festlegungen gelten. Auch der größte zulässige Ruck muß für Gleise und Weichen gleich sein, wobei noch erwähnt sei, daß der Ruck als die plötzliche Änderung der Seitenbeschleunigung definiert ist.
3. Die Weichen und Kreuzungen der Schienenform B müssen einen Achsdruck von 21 t bei einer Fahrgeschwindigkeit von 120 km/st, die der Schienenform A einen Achsdruck von 18 t bei einer Fahrgeschwindigkeit von 100 km/st zulassen.

Als geometrische Forderungen werden erhoben:

1. Bei den geraden einfachen Weichen, also bei den Weichen mit einem geraden Zweig, ist der Weichenhalbmesser so zu wählen, daß der gekrümmte Zweig der Weiche mit einer Höchstgeschwindigkeit von 40 beziehungsweise 50 oder 60 km/st befahren werden darf.
   Diese Geschwindigkeiten sind in den Gestaltungsgrundsätzen der Österreichischen Bundesbahnen für Bahnhofsanlagen begründet.
   Auf Grund der Festlegung der Österreichischen Bundesbahnen, daß die größte zulässige Seitenbeschleunigung 0,655 km/sek^2 ist, werden bei 0 mm Überhöhung die kleinsten zulässigen Halbmesser errechnet.

V in km/st	$R_{kleinst}$ in m	
	errechnet	aufgerundet
40	189	190
50	296	300
60	426	500

   Bei diesen Bogenhalbmessern wird auch der größte zulässige Ruck nicht überschritten. Während die aufgerundeten Werte von 190 und 300 m von den errechneten nur wenig abweichen, ist der Halbmesser von 500 m wesentlich größer als der errechnete Mindesthalbmesser von 426 m. Da der Weichenhalbmesser von 500 m bei den bisher verlegten Weichenformen bereits eingeführt war, wurde er beibehalten. Bei den Österreichischen Bundesbahnen wird außer Weichen mit den Weichenhalbmessern 190 m, 300 m und 500 m nur noch eine Weichenform mit dem Halbmesser 1 200 m beschafft und verlegt. Diese Weiche, die im gekrümmten Zweig mit 100 km/st befahren werden darf, wird nur vereinzelt und fast stets als Bogenweiche verlegt.
2. Der Bogen des gekrümmten Zweiges muß im Weichenanfang beginnen und darf den geraden Zweig nicht überschneiden.
   Bei Weichen älterer Bauart überschneidet der Weichenbogen den geraden Zweig (siehe Bild 1). Dadurch wurde eine kürzere Baulänge der Zungen und damit der ganzen Weiche erzielt. Diese Zungenüberschneidung hat sich als fahrtechnisch nicht günstig erwiesen. Die ehemalige Deutsche Reichsbahn hatte versuchsweise Weichen mit Zungenüberschneidung als Bogenweichen verlegt, ist aber wegen der ungünstigen Erfahrungen davon sehr bald abgegangen.
3. Die Neigung der Weichen und Kreuzungen, das ist bei Weichen die Neigung der beiden Zweige zueinander am Weichenende, ist so zu wählen, daß bei Vermeidung konstruktiver Schwierigkeiten für die Befestigung und Verlaschung am Weichenende das Herzstück möglichst kurz und damit leicht wird.
   Das Herzstück wird mitsamt den Flügelschienen als eine Einheit an die Einbaustelle geliefert. Es soll leicht und damit ein leicht zu bewegender Bauteil sein. Es wurden für Weichen mit dem Halbmesser 190 m die Neigungen 1 : 7 und 1 : 9, für Weichen mit dem Halbmesser 300 m die Neigung 1 : 9, für Weichen mit dem Halbmesser

500 m die Neigungen 1 : 12 und 1 : 14 und für Weichen mit dem Halbmesser 1 200 m die Neigung 1 : 18,5 eingeführt. Am häufigsten werden die in Bild 2 schematisch dargestellten drei Weichenformen verwendet. Bei den Weichen 300-1 : 9 und 500-1 : 12 läuft der Weichenbogen vom Weichenanfang bis zum Weichenende durch. Ein Schenkel des Herzstückes ist also gekrümmt. Bei der Weiche 190-1 : 9 endet der Weichenbogen noch vor der Herzstückspitze. Beide Schenkel des Herzstückes sind gerade.

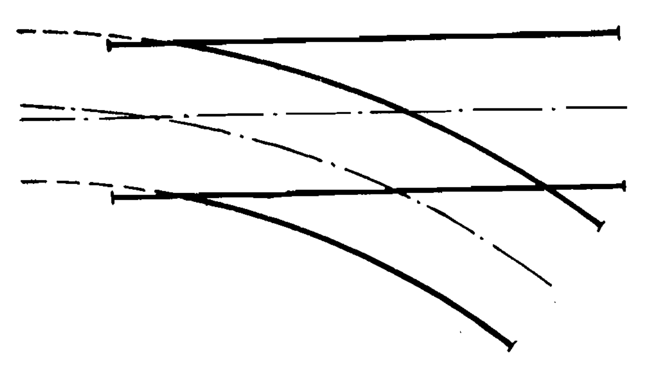


Bild 1

Außer den in Bild 2 dargestellten Weichen werden auch noch vereinzelt die in Bild 3 schematisch dargestellten verlegt. Bei der Weiche 190-1 :7 läuft der Weichenbogen vom Weichenanfang bis zum Weichenende durch. Sie wird bei besonders beengten Verhältnissen verwendet. Über die Weiche B-1 200-1 : 18,5 wurde bereits gesagt, daß sie nur vereinzelt und fast ausschließlich als Bogenweiche verlegt wird. Die Weiche B-500-1 : 14 wird im allgemeinen nur als einfache Gleisverbindung wie in Bild 4 verlegt, wenn diese mit 60 km/st befahren werden soll, der Gleisabstand kleiner als 4 m ist und seine Vergrößerung aus technischen und wirtschaftlichen Gründen nicht ausführbar ist. Die Weichen 500-1 : 14 und 1 200-1 : 18,5 werden nur mit Schienenform B gebaut.

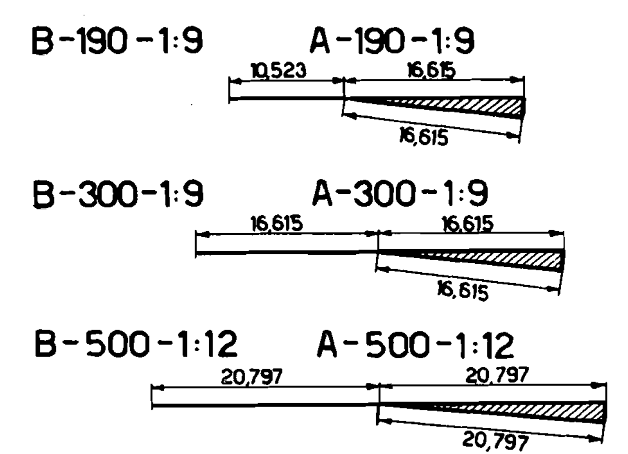


Bild 2

Die Neigung 1 : 9 ist auch die Neigung der Regelkreuzung und aller neuen Kreuzungsweichen. Bei dieser Neigung werden bei um 45 mm überhöhten Radlenkern die Doppelherzstücke auch von den Fahrzeugen mit dem bei den Österreichischen Bundesbahnen kleinsten Achsstande noch betriebssicher befahren. Bei flacherer Neigung wäre dies wegen mangelnder Führung im Doppelherzstück nicht mehr der Fall.

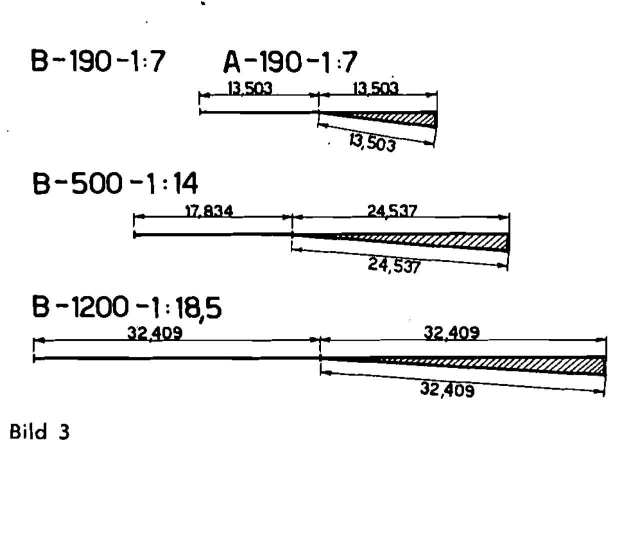


Bild 3

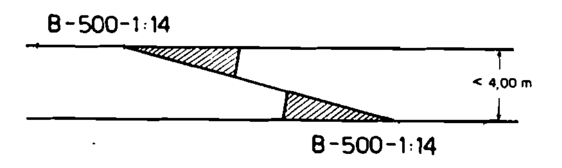
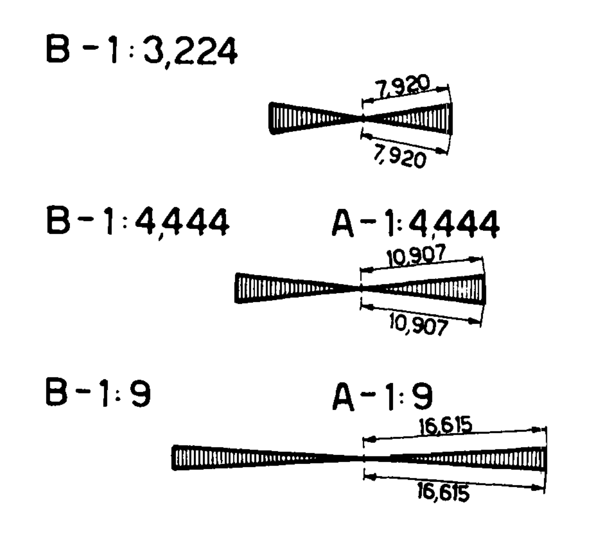


Bild 4



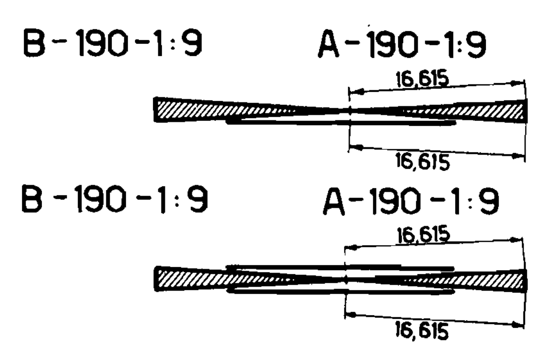


Bild 5

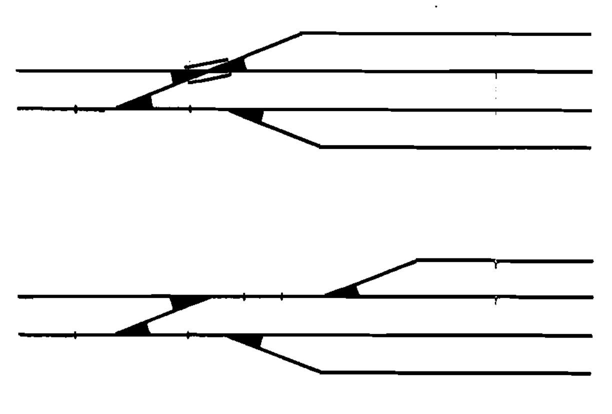


Bild 6

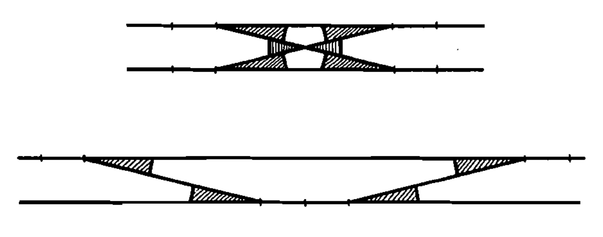


Bild 7

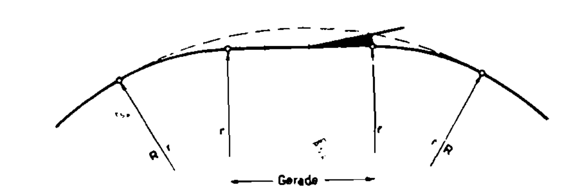


Bild 8

Außer den in Bild 5 schematisch dargestellten Kreuzungen B-1 : 9 und A-1 : 9 werden vereinzelt auch die Kreuzungen B-1 : 3,224, B-1 : 4,444 und A-1 : 4,444 verlegt. Der Neigungswinkel der Kreuzung 1 : 4,444 ist gleich dem doppelten Neigungswinkel von 1 : 9; sie kommt daher in doppelten Gleisverbindungen (Bild 7) zur Anwendung. An Kreuzungsweichen werden bis jetzt nur die einfachen und die doppelten Kreuzungsweichen B-190-1 : 9 und A-190-1 : 9 gebaut. An der Entwicklung der einfachen und der doppelten Kreuzungsweiche B-500-1 : 9 wird gearbeitet. Kreuzungsweichen sollen möglichst selten verwendet werden, da ihre Lebensdauer erfahrungsgemäß erheblich kürzer ist als die der einfachen Weichen. Außerdem sind die Kosten für Anschaffung und Erhaltung einer Kreuzungsweiche wesentlich höher als die Kosten für zwei einfache Weichen. Es wird daher getrachtet, gelegentlich von Weichenerneuerungen vorhandene Kreuzungsweichen in einfache Weichen, wie in Bild 6 aufzulösen. Ebenso wird getrachtet, keine doppelten Gleisverbindungen zu verlegen. Zwei einfache Gleisverbindungen bieten — siehe Bild 7 — die gleichen Fahrmöglichkeiten wie eine doppelte Gleisverbindung, sind in der Anschaffung billiger (Gleiskreuzung), sind leichter zu erhalten und haben eine wesentlich höhere Lebensdauer.

Als konstruktive Forderungen werden in der Gruppe der gleistechnischen Forderungen erhoben:

1. Jede Weiche und jede Kreuzung muß sich zur Bogenweiche bzw. Bogenkreuzung verbiegen lassen.
   Dies ist wegen der Anlageverhältnisse der meisten Strecken der Österreichischen Bundesbahnen eine der wichtigsten und daher unbedingt einzuhaltende Forderung. Beim Bahnbau wurden die Nutzlängen der Bahnhofsgleise nach den damaligen Zugleistungen der Dampflokomotiven bestimmt und danach die Gleisanlagen gestaltet. Mit Zunahme der Zugleistungen konnten größere Lasten und damit längere Züge gefahren werden. Damit wurde es notwendig, die Nutzlängen der Bahnhofsgleise zu vergrößern, damit die langen Züge ungeteilt Platz finden können. Bei den Österreichischen Bundesbahnen liegen mehr als die Hälfte aller Bahnhöfe in kurvenreichen Strecken. Beim Verlängern der Bahnhofsgleise kommen in den meisten Fällen die Weichen in Bogen — Kreisbogen oder Übergangsbogen — zu liegen. Stehen nur gerade Weichen, also Weichen mit einem geraden Zweig, zur Verfügung, so muß der vorhandene Bogen wie in Bild 8 durch zwei Bogen mit kleineren Halbmessern ersetzt werden, und zwar so, daß sich eine ausreichend lange Zwischengerade für die Unterbringung der Weiche bzw. der Weichen ergibt. Bis vor zwei Jahrzehnten ist bei Bahnhofsverlängerungen ausschließlich so vorgegangen worden. Bild 9 zeigt hiefür als Beispiel einen Ausschnitt aus dem Bestandsplan des Bahnhofes Kapfenberg. Der Bahnhof endete ursprünglich bei „A" und wurde später in der Abb. nach rechts verlängert. Dabei wurde der ursprüngliche Einfahrtsbogen durch zwei gleichgerichtete Bogen mit kleineren Halbmessern und einer Zwischengeraden ersetzt. Hiezu mußte das Planum an der Bogeninnenseite erheblich verbreitert werden, während an der Bogenaußenseite ein Teil des alten Planums („B") ungenützt verblieb. In allen solchen Fällen ist die Verlängerung der Bahnhofsgleise mit einer Verschlechterung der Linienführung verbunden. Diese Verschlechterung der Linienführung kann durch Verwendung von Weichen und Kreuzungen mit zwei gekrümmten Zweigen vermieden werden. Auch sind bei Verwendung von Weichen und Kreuzungen mit zwei gekrümmten Zweigen infolge besseren Anschmiegens an den Bestand die Unterbauherstellungen geringer.

   Der Anwendung dieser Erkenntnis stand lange Zeit die Auffassung im Wege, jede Weiche und jede Kreuzung mit zwei gekrümmten Zweigen wäre eine besondere Weiche bzw. Kreuzung, die am Zeichentisch vollständig durchkonstruiert werden müsse. Diese Auffassung ist jedoch unrichtig. Im Bereich der Direktion Stuttgart der ehemaligen Deutschen Reichsbahn wurden bereits vor zweieinhalb Jahrzehnten Bogenweichen verlegt, die nach einer Idee von Ing. Siegle durch Verbiegen von geraden einfachen Weichen nach einem beliebigen Halbmesser entstanden sind. Diese Idee hat sich ausgezeichnet bewährt und die Österreichischen Bundesbahnen verlegen jährlich eine bedeutende Zahl von Bogenweichen und Bogenkreuzungen, wie sie durch Verbiegen gerader Weichen und Kreuzungen entstehen. Bild 10a zeigt eine Außenbogenweiche, bei der also die beiden Zweige nach verschiedenen Richtungen gekrümmt sind. Bild 10b zeigt die gerade Grundform und Bild 10c eine Innenbogenweiche, bei der beide Zweige nach der gleichen Richtung gekrümmt sind. Beim Verbiegen zur Bogenweiche bleiben die Fahrkantenabstände der Grundform unverändert, da ja die Schwellen die gleichen bleiben und sich nur fächerförmig zueinander verdrehen. Eine Änderung tritt nur in den Längen der Schienenstränge ein. Diese Längenände-

rungen werden durch verlängerte oder verkürzte Zwischenschienen ausgeglichen. Backenschienen, Zungen, Herzstücke samt Flügelschienen und Radlenkerfahrschienen samt Radlenker sind in Abmessung und Bearbeitung im allgemeinen bei Grundform und Bogenweiche bzw. Bogenkreuzung gleich. Für die Länge der Bogenweichen und der Bogenkreuzungen gilt noch die Festlegung, daß die Tangentenlängen vom Weichenwinkelpunkt zum Weichenanfang und zu den Weichenenden, bzw. vom Kreuzungsmittelpunkt zu den Kreuzungsenden wie in Bild 11 und 12 unverändert bleiben. Beim Verbiegen nach einem Kreisbogen drehen sich die sogenannten Sperrdreiecke (schraffiert) um den Weichenmittelpunkt bzw. Kreuzungsmittelpunkt.
Dem Verbiegen der geraden Weichen und Kreuzungen sind allerdings Grenzen gesetzt. Eine gerade Weiche darf nur soweit zur Innenbogenweiche gebogen werden, als im stärker gekrümmten Zweig noch keine Spurerweiterung erforderlich ist, bzw. die in der Grundform vorhandene Spurerweiterung ausreicht. Kreuzungen und Kreuzungsweichen dürfen nur soweit gebogen werden, als noch keine Gefahr besteht, daß beim Doppelherz das Rad in die falsche Rille läuft und in den Verbindungsbogen noch keine Spurerweiterung erforderlich ist.

Bild 13 zeigt einen Bahnhofskopf mit Bogenweichen. Ohne diese Bogenweichen wäre eine so flüssige Linienführung nicht möglich. Eine weitere Anwendung von Bogenweichen zeigt in schematischer Darstellung Bild 14. Es zeigt den Mittelbahnhof einer zweigleisigen Strecke, bei dem das für beide Fahrtrichtungen gemeinsame Überholungsgleis zwischen den durchgehenden Hauptgleisen liegt und ebenso mit Streckenhöchstgeschwindigkeit befahrbar ist wie die durchgehenden Hauptgleise. Diese Anordnung hat sich bei einer mäßigen Zahl von Überholungen und geringem örtlichen Frachtaufkommen bestens bewährt. Die sechs charakteristischen Spaltweichen sind in Bild 14 Außenbogenweichen. Meist liegen, wie schon erwähnt, die Weichenentwicklungen im Bogen. So zeigt Bild 15 die Abspaltung des mittleren Überholungsgleises am Südkopf des Bahnhofes Patsch. Bild 16 zeigt die Anwendung von Außenbogenweichen als Schutzweichen. In Bild 16a ersetzt eine Außenbogenweiche 190-1 : 9 eine um etwa 20% teurere Weiche 300-1 : 9, in Bild 16b eine um etwa 40% teurere Weiche 500-1 : 12. In Bild 16c ersetzen zwei Außenbogenweichen 190-1 : 9 eine um etwa 120% teurere doppelte Kreuzungsweiche 500-1 : 9. Bild 17 zeigt in schematischer Darstellung eine versteilte Weichenstraße, bei der alle Gleise mit 60 km/st befahren werden dürfen. Die zweite Weiche, die Versteilungsweiche, ist eine Außenbogenweiche, die im vorderen Teil eine gerade Linksweiche, im restlichen Teil eine gerade Rechtsweiche ist. Solche versteilte Weichenstraßen werden sowohl für 60 km/st als auch für 50 und 40 km/st bei verschiedenen Gleisabständen ausgeführt.
Aus den vorstehenden Anwendungsbeispielen ist zu sehen, welche Bedeutung die Forderung nach Verbiegbarkeit der Weichen und Kreuzungen für die Österreichischen Bundesbahnen hat. Von den im Jahre 1954 neu beschafften Weichen wurden 22%, 1955 25% und 1956 nahezu 40% als Bogenweichen verlegt. Bauelemente wie Zungen mit Zungenüberschneidung — siehe Bild 1 —, Zungen mit Zungenplatten wie in Bild 18 oder Herzstücke mit Herzstückplatten wie in Bild 19, also Bauelemente, die für jede Bogenweiche gesondert angefertigt werden müssen, dürfen in neuen modernen Weichen nicht vorkommen.

2. Jede Weiche und jede Kreuzung muß isolierfähig sein.

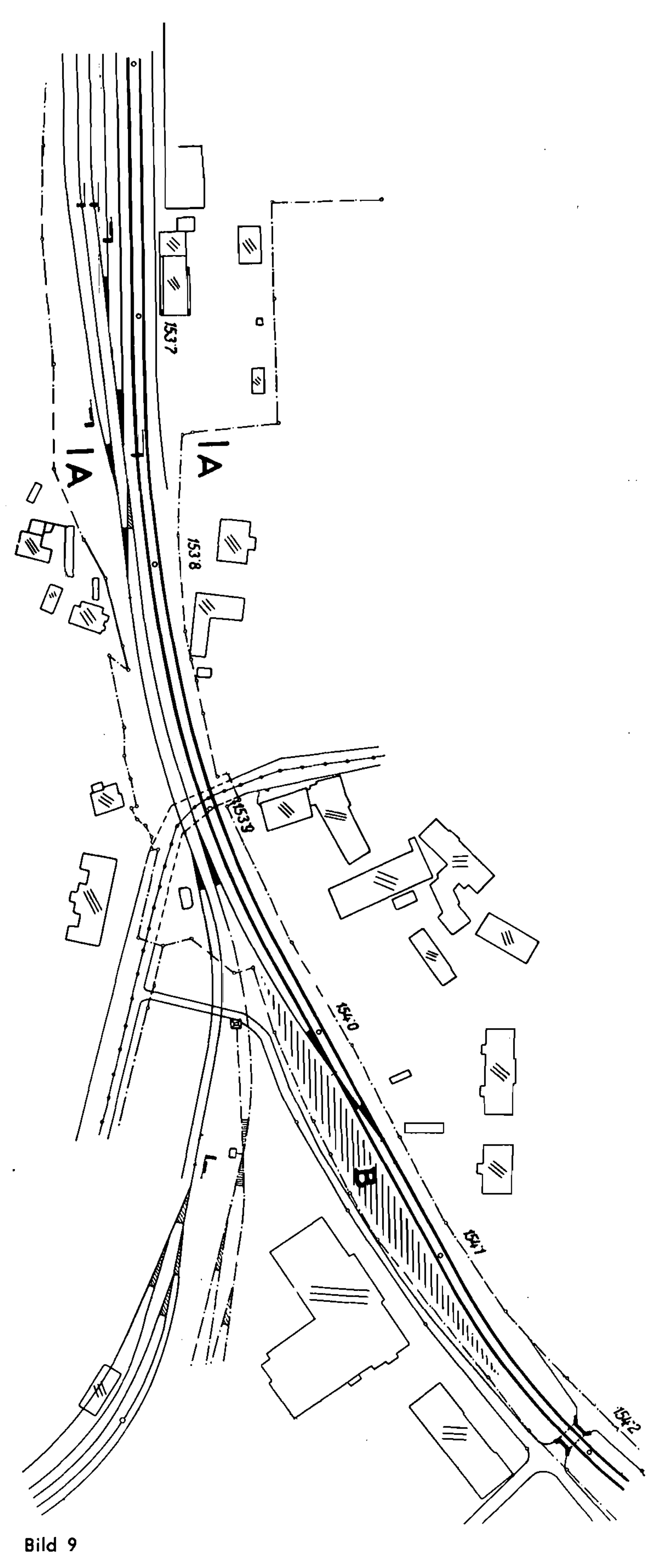


Bild 9

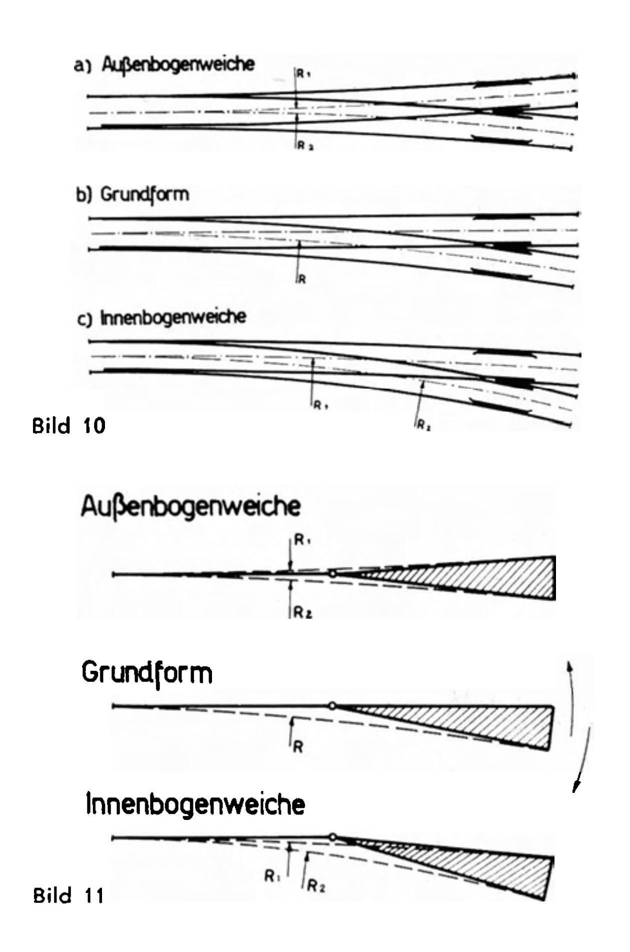


Bild 10

Bild 11

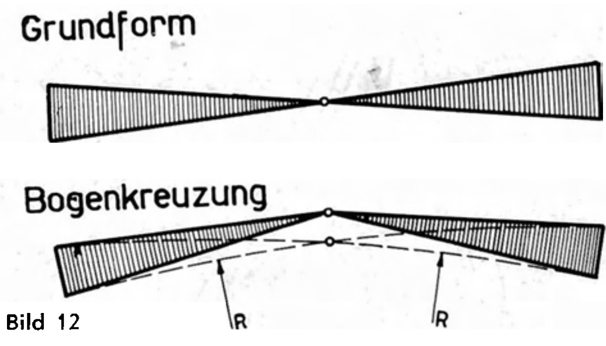


Bild 12

Es muß daher jede Weichenform sowohl auf Stahlschwellen als auch auf Holzschwellen verlegt werden können.

3. Jede Weiche muß mit einem Spitzenverschluß ausgerüstet sein, der auch beim Befahren der Weiche mit großer Geschwindigkeit das feste Anliegen der anliegenden Zunge an der Backenschiene und die Freihaltung des für den Durchgang des Rades erforderlichen Raumes zwischen Backenschiene und obliegender Zunge gewährleistet. Der Spitzenverschluß soll aufschneidbar und in seiner Wirkung von allfälliger Spurerweiterung und Wandern der Backenschienen unempfindlich sein.

Als konstruktive Forderungen werden in der Gruppe der gleiswirtschaftlichen Forderungen erhoben:

1. Alle Teile der Weichenfahrbahn sollen so beschaffen sein, daß ihre Abnützung gleichmäßig fortschreitet. Wo dies durch die Konstruktion allein nicht zu erreichen ist, sind für die sich rascher abnützenden Teile Baustoffe größerer Verschleißfestigkeit zu verwenden.


Bild 13

Mit dieser Forderung scheidet die Verwendung von Gelenkzungen aus, da das Gelenk eine konstruktiv schwache Stelle und daher erheblich rascher verschlissen ist, als die übrigen Teile der Weichenfahrbahn.

2. Zungenprofil und Schwellenabstand sind so zu bemessen, daß auch bei großer Abnützung der Weichenfahrbahn der Achsdruck von 21 t bzw. 18 t bei einer Höchstgeschwindigkeit von 120 km/st bzw. 100 km/st noch zulässig ist.
3. Um das einwandfreie Stopfen der Schwellen zu ermöglichen, darf als kleinster Schwellenabstand das Maß von 500 mm nicht unterschritten werden. Anzustreben sind Schwellenabstände von 650 mm.
4. Zur Erzielung einer ruhigen Lage darf in der Regel innerhalb der Weiche nur eine Schwellengattung — Holz oder Stahl — angewendet werden. Auch dürfen nach dem Weichenende die Schwellen nicht wie in Bild 20a geschachtelt angeordnet werden. Nach dem Weichenende sind noch so weit über beide Zweige durchgehende Schwellen vorzusehen — siehe Bild 20b —, bis Einzelschwellen von 2,20 m Länge ohne Schachtelung verlegt werden können.
5. Für die Weichen der Schienenform B ist für Holz- und Stahlschwellen Rippenplattenbefestigung, für die Weichen der Schienenform A ist, solange das Bedürfnis nach Isolierung innerhalb dieser Weichen nicht besteht, einfache Klemmplattenbefestigung auf gelochten Stahlschwellen vorzusehen.

In den letzten Kriegsjahren waren auf den Strecken der Österreichischen Bundesbahnen vereinzelt Reichsbahnweichen anstatt mit Rippenplattenbefestigung mit einfacher Klemmplattenbefestigung und Unterlagsplatten auf Holzschwellen verlegt worden. Die Erfahrungen mit diesen Weichen führten zu der Erkenntnis, daß eine fahrtechnisch und konstruktiv vorzüglich gestaltete Weichenfahrbahn keine lange Lebensdauer hat,

wenn die Befestigung der Fahrbahn auf den Schwellen der Beanspruchung nicht entspricht. Es wurde daher für die Weichen der Schienenform B, die in den Strecken 1. Ranges verlegt werden, die zwar teure, aber vorzügliche Rippenplattenbefestigung gewählt. Für die Weichen der Schienenform A, die in den Strecken 2. Ranges und nur auf Stahlschwellen verlegt werden, wurde Klemmplattenbefestigung festgelegt. Um das Einreißen und Ausbrechen der Löcher in den Schwellendecken zu verhindern, werden Anschlagleisten auf der Schwellendecke aufgeschweißt, gegen die sich die Klemmplatten abstützen.

6. Alle Stöße am Weichenanfang und an den Weichenenden bzw. Kreuzungsenden und alle Stöße in den Weichen und Kreuzungen müssen verschweißbar sein.
   Bei Beginn der Entwicklung der neuen Weichen wollte man mit dieser Forderung die Möglichkeit offen halten, die Stöße in den Weichen und auch ganze Weichengruppen zu verschweißen. Die guten Erfahrungen, die man damit in den letzten Jahren gemacht hat, rechtfertigen im nachhinein die gestellte Forderung. Die Österreichischen Bundesbahnen gingen auch daran, die Stöße der vorhandenen Weichen in den durchgehenden Hauptgleisen 1. Ranges zu verschweißen.
7. Es soll mit einer möglichst geringen Zahl verschiedenartiger Bauelemente das Auslangen gefunden werden. Es sollen möglichst viele Teile bei allen Weichenformen gleich sein.
8. Die geometrischen Maße der neuen Weichen und Kreuzungen sollen so sein, daß eine möglichst große Zahl von derzeit im Gleis liegenden Weichen und Kreuzungen durch die neuen Weichen und Kreuzungen ersetzt werden kann, ohne daß bei Auswechslung einzelner Weichen die ganze Weichengruppe oder der ganze Bahnhofskopf ausgewechselt werden muß.
   Die geometrischen Maße der neuen Weichen und Kreuzungen der Schienenform B stimmen — ausgenommen die Weiche B-190-1 : 7 — mit denen von Reichsbahnweichen (Schienenform S 49) überein, die in den Jahren 1938 bis 1945 in größerer Zahl in den Anlagen der Österreichischen Bundesbahnen verlegt worden sind. Ebenso stimmen

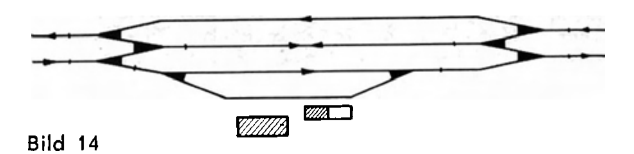


Bild 14

Bild 15



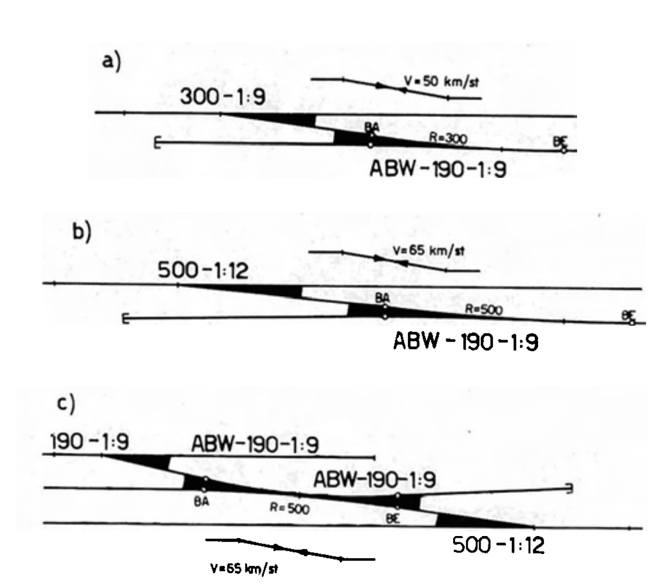


Bild 16

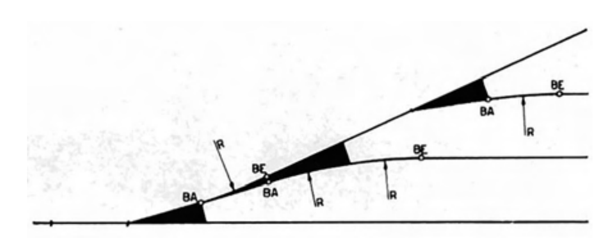


Bild 17

Bild 18

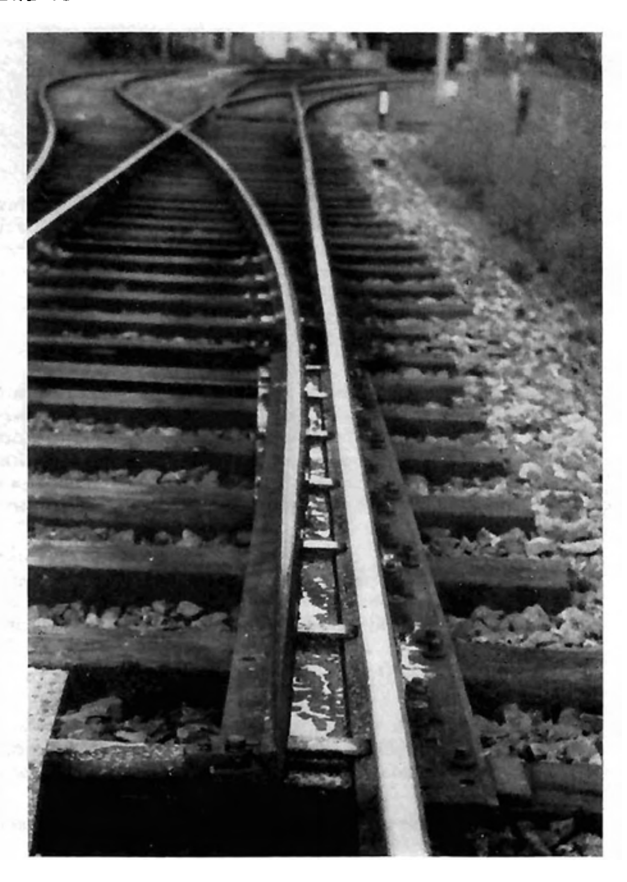




Bild 19

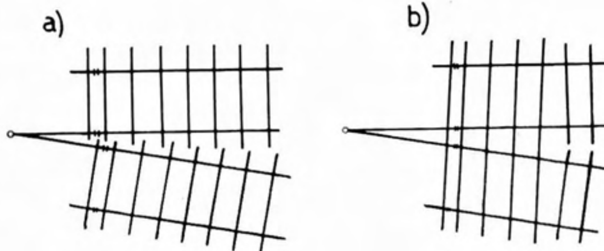


Bild 20

die geometrischen Maße der Weichen und Kreuzungen der Schienenform A — ausgenommen die Weiche A-190-1 : 7 — mit denen von Weichen und Kreuzungen der gleichen Schienenform überein, wie sie in den Jahren 1938 bis 1945 verlegt worden sind.

9. Es ist die wirtschaftlichste Weichenbauart, das ist jene, bei der die Summe aus Amortisation plus jährliche Erhaltungskosten ein Minimum ist, anzustreben. Gibt es für ein Bauelement verschiedene konstruktive Lösungen, so muß für jede Lösung auf Grund des Weichenpreises, der mutmaßlichen Lebensdauer der Weiche und der mutmaßlichen Erhaltungskosten, die Wirtschaftlichkeit streng geprüft werden.

Nach diesem Forderungsprogramm wurden die neuen Weichen und Kreuzungen der Österreichischen Bundesbahnen entwickelt. Diese Entwicklung wird voraussichtlich noch im Jahre 1957 mit der Fertigung der einfachen und der doppelten Kreuzungsweiche B-500-1 : 9 ihren vorläufigen Abschluß finden. Es werden dann alle für die Gestaltung moderner Bahnhöfe derzeit erforderlichen Weichen und Kreuzungen vorliegen.

Veröffentlichungen

Der Schweizer Stahlbauverband hat anläßlich seines 50jährigen Jubiläums ein umfassendes Werk „Bauen in Stahl" herausgebracht. Diese Veröffentlichung zeigt auf 366 Seiten, wie die verschiedensten Bauwerke aus Stahl (Hallen, Treppen, Stockwerkbauten usw.) nach dem neuesten Stand der Technik in ästhetischer, wirtschaftlicher und statischer Hinsicht ausgeführt werden.

Diese sehr lesenswerte Schrift wird noch bereichert durch eine große Anzahl von Photos sowie Zeichnungen über verschiedene Konstruktionsdetails. Überraschend ist dabei, wie zweckmäßig es sein kann, beispielsweise das Stahlgerippe bestimmter Bauwerke mit anderen Bau- und Kunststoffen in sinnvoller und harmonischer Weise zu ergänzen.

Jedenfalls trägt dieses Werk dazu bei, nicht nur dem Konstrukteur, sondern auch dem Architekten eine Menge neuer Ideen in der Konstruktion mit dem Baustoff Stahl zu vermitteln. Das Buch ist zu beziehen vom Verlag Schweizer Stahlbauverband, Zürich 39, Postfach 125; der Preis beträgt sfr. 29.—.

*

„Abhandlungen" der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich. Zürich 1956, Verlag Leemann, Zürich.

Wie in jedem Jahr, so hat auch 1956 die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Zürich, ihre jährliche Zusammenstellung wissenschaftlicher Abhandlungen herausgegeben. Die für den praktischen Stahlbau wichtigsten Aufsätze sind:

B. Cassé: „Bestimmung der Tragfähigkeit einer Eisenbahnbrückentafel aus einbetonierten Trägern durch Bruchversuch" (Französisch).

E. Egerváry, Mitglied der Akademie Budapest: „Begründung und Darstellung einer allgemeinen Theorie der Hängebrücken mit Hilfe der Matrizenrechnung" (Deutsch).

F. Fancutt und J. C. Hudson: „Der Korrosionsschutz an Stahlbauten" (Englisch).

S. K. Ghaswala, Chartered Engineer, Bombay: „Einige Probleme der Leichtmetall-Berechnung im plastischen Bereich" (Englisch).

Leo Kirste: „Vereinfachte Stabilitätsberechnung von Stockwerksrahmen" (Englisch).

George Winter: „Leichtmetallverbindungen mit hochwertigen, hochverdrillten Schrauben" (Englisch).

Die Abhandlungen, zu deren Durcharbeitung gute Mathematikkenntnisse vorausgesetzt werden, sind in der in obiger Themenzusammenstellung genannten Sprache wiedergegeben. Lediglich eine kurze Zusammenstellung in deutscher Sprache gibt bei den Aufsätzen ausländischer Autoren eine Inhaltsangabe wieder und erläutert die Problemstellung.

Merkblätter über sachgemäße Stahlverwendung

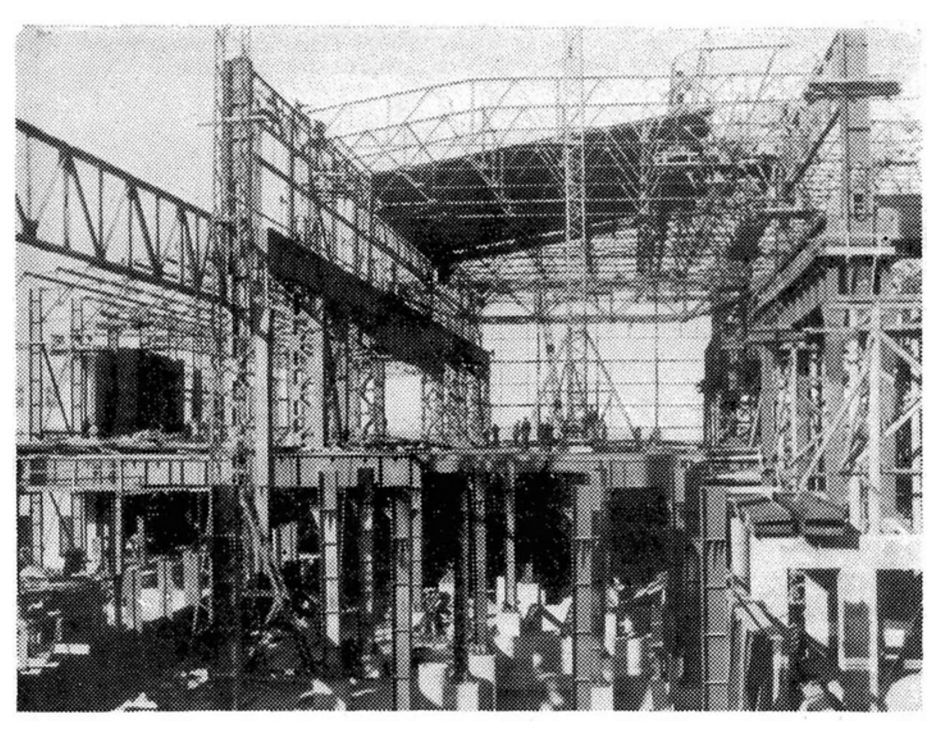
Im Österreichischen Stahlbauverein liegen folgende Merkblätter über sachgemäße Stahlverwendung auf, in denen verschiedene Anwendungsgebiete des Werkstoffes Stahl, mit anschaulichem Bildmaterial illustriert, behandelt werden:

Stahlfenster aus warmgewalzten Profilen
Kugelbehälter aus Stahl
Bodenbelag aus Stahl
Rolltore aus Stahl
Kantenschutz aus Stahl
Schalungsträger aus Stahl
Ausstellungs- und Werbebauten aus Stahlrohr
Zerlegbare Tribünen aus Stahlrohr
Spielplatzgeräte aus Stahlrohr
Stegkettenförderer
Stahlgliederbänder
Stahlankerausbau
Stahlscheunen
Stahl-Türzargen
Camping-Geräte aus Stahl
Stütze und schütze Gartengewächse mit Stahl
Magazinierungsvorrichtungen aus Stahl
Neuzeitliche Einfriedung von Dauergrünland
Wildabwehr in der Forstwirtschaft
Stahlrollgitter
Wochenendhäuser aus Stahl
Blindschachtausbau aus Stahl
Stahltüren im Wohnungsbau
Stahl-Spundbohlen
Stahlküchen
Hochwertiges Heu durch Schwedenreuter
Stapelplatten, Behälter und Ladegestelle aus Stahl
Haus- und Vorgarten-Einfriedung aus Stahl
Schüttelrutschen
Stählerne Wasserbehälter an massiven Schornsteinen
Das Stahlrohr in der Hausinstallation
Stahlmöbel in modernen Büros
Stahl-Gitterroste
Stahlblechschornsteine
Stahlrohr-Strahlungsheizungen
Stahlrohr-Lehrgerüste im Bauwesen
Wendelrutschen in Einheitsausführung und Schrägförderer
Hühnerhaltung in bäuerlichen Betrieben
Fortschrittliche Weinbergtechnik
Heizkörper aus Stahl
Erleichterte Hackarbeit in bäuerlichen Betrieben
Stahldrahtmöbel für Wohnung und Garten
Streckenabzweigungen unter Tage in Stahlausbau
Lastrahre aus Stahl
Stahlfundamente für Turbomaschinen
Ladegeräte für Gesteinsbetriebe
Vorratsschutz im Landhaushalt
Vorrichtungen und Arbeitshilfen für Schweißarbeiten
Stetigförderer für Kurztransporte
Stahlrohrmöbel für Wohnung und Garten
Fortschrittliche Milchgewinnung
Funktürme und Funkmaste aus Stahl
Luftfilter aus Stahl
Vorratshaltung im Landhaushalt durch Einmachen
Stahlrohr-Fassadengerüste
Dachdeckung mit verzinkten Stahldachpfannen
Stahlverzug
Oberflächenbehandlung von Stahl durch Phosphatieren
Baudrehkrane aus Stahl
Autogenes Entspannen im Stahlbehälterbau
Stetigförderer für Fließarbeiten
Neuzeitliche Stahlrohrbetten
Einrichtungen aus Stahl für Lehrwerkstätten
Beregnung
Arbeitsgeräte für den Garten
Trocknung und Lagerung von Druschgetreide
Mechanische Stetigförderer für Hafenbetriebe
Pneumatische Stetigförderer im Hafenbetrieb
Rundstahlketten im Bergbau
Verschleißschutz von Stahl durch Brennhärten
Stetigförderer im Bauwesen
Lagerhäuser für Kartoffeln und Gemüse
Neuzeitliche Scheunen
Berechnung von Druckstäben und Stützen im Stahlbau nach DIN 4114
Neuere Hallen in Stahlkonstruktion
Behälterverkehr mit Stahlbehältern
Stahl-Leichtbau von Wasserkraftgeneratoren
Stahlrekuperatoren

Obige Merkblätter werden auf Wunsch kostenlos an Interessenten verschickt.

Eigentümer und Herausgeber: Österreichischer Stahlbauverein Wien; für den Inhalt verantwortlich: Dr. Hugo Dienes, beide Wien III, Lothringerstraße 16; Verleger: Dipl.-Ing. Rudolf Bohmann Industrie- und Fachverlag, Wien I, Canovagasse 5; Redaktionelle Gestaltung: Ing. H. Wanke; Preis des Einzelheftes S 20.—. Druck: Druck- und Verlagsanstalt Gutenberg, Wiener Neustadt, Wiener Straße 66.



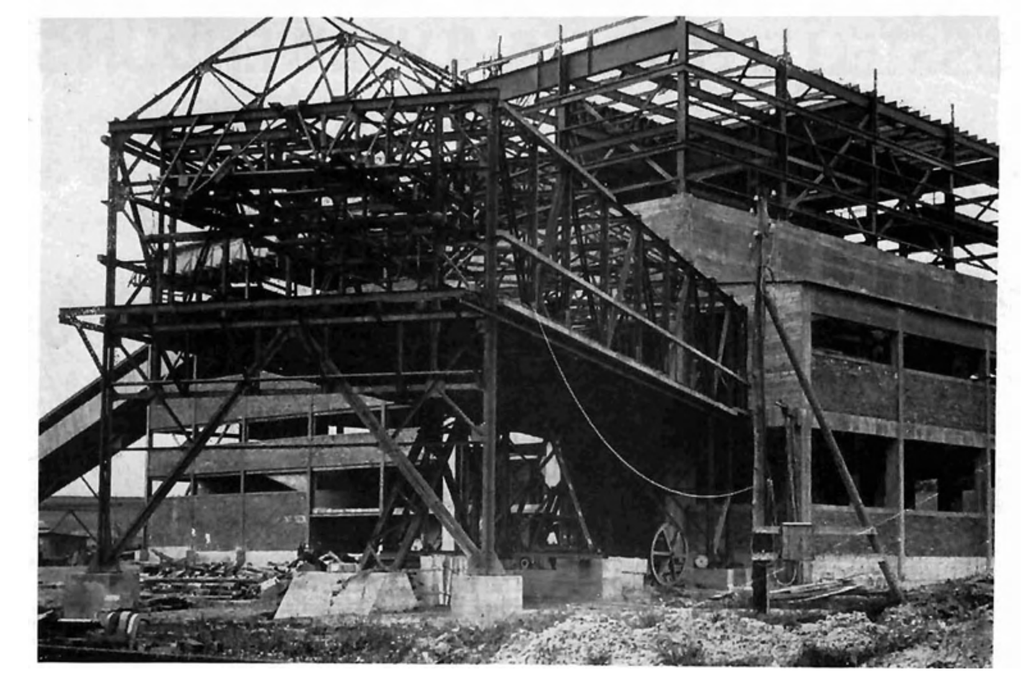


Hallenkonstruktion für ein Stahlwerk

Beilagenhinweis

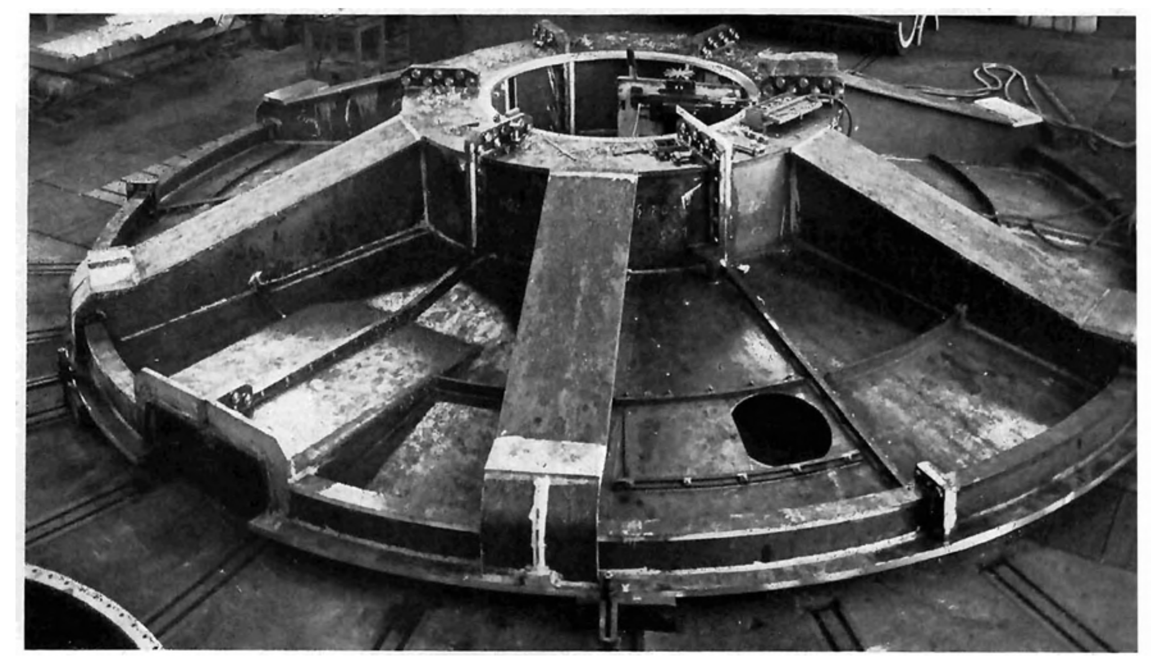
Eine Neuheit auf dem Gebiete des Korrosionsschutzes

In dieser Nummer finden Sie eine Beilage der Firma **Hubert K. Hauck, Rostschutzfarbenwerk, Abteilung „ALUFOL-FOL-NOXOL"**, Wien XIX, Billrothstraße 12, die Sie über eine außerordentlich interessante Neuheit auf dem Gebiete des Rostschutzes aufklären soll. Es handelt sich dabei um das unter der Bezeichnung ALUFOL-FOL-NOXOL-ANTICORROPLEX" gesetzlich geschützte und zum Patent angemeldete kombinierte Oberflächenschutzmittel. NOXOL hat sich innerhalb von 25 Jahren als Dauerschutzanstrich für Druckrohrleitungen, Wehranlagen usw. sowie auch gegen Eisanpackung bewährt und erhält nunmehr nach dem neuen Verfahren als adhäsierende Auflage eine spezifische Metallfolie aus Aluminium oder auch aus Plastik, Drahtgewebe usw., die einen hermetisch abschließenden Überzugmantel bildet, der jedes korrosionsgefährdete Objekt (Eisen, Metall, Holz oder Beton) in außerordentlich dauerhafter Weise schützt und zugleich ein schönes Aussehen gewährt. Man kann zum Beispiel bei Aluminiumfolie eine sonnenlichtabstrahlende Schutzwirkung erzielen, oder durch Anstrich jede beliebige Färbung wählen, da NOXOL auch auf feuchtem, rostigem Grund verarbeitet werden kann, wie etwa bei alten, verrosteten Blechdächern, Rohrleitungen, Tanks usw. Es ist lediglich eine Reinigung von Schmutz und blätterigem Rost vorzunehmen, um eine glatte Fläche zu erzielen, dann kann bereits zu jeder Jahreszeit mit geringen Kosten das ALUFOL-FOL-NOXOL-Verfahren angewendet werden, das nach gegebener Anleitung von jedermann ausführbar ist.



Stahlkonstruktion für Hallenbau

Generator-Tragschirm, Schweißkonstruktion für Kraftwerk Ybbs-Persenbeug in Bearbeitung



Geschweißtes Turbinengehäuse einer vierdüsigen Freistrahlturbine f. d. Kraftwerk Lünersee der Vorarlberger Illwerke A. G.





MASCHINENFABRIK
ANDRITZ
ACTIENGESELLSCHAFT
Graz-Andritz
GEGRÜNDET 1852

BERATUNGSSTELLE FÜR STAHLVERWENDUNG

STAHL

im täglichen Leben



Beilage



TECHNISCHE BUNDESLEHR- UND VERSUCHSANSTALT

TECHNOLOGISCHES GEWERBEMUSEUM

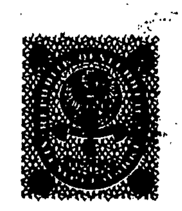
WIEN IX, WÄHRINGERSTRASSE 59

Staatliche chemisch-technische Versuchsanstalt

autorisiert mit Erlaß des Bundesministeriums für Handel und Verkehr (Handel) im Einvernehmen mit dem Bundeskanzleramte (Justiz) lt. Zahl 79716 — T.V. — 1929.

Prot. Nr. 2288/57

Antrag Nr. Ch 3360
(bei allen Zuschriften anzuführen)



Gutachten

über

das N O X O L - Schutzverfahren

Antragsteller: Spezial-Lack- und Farbenfabriken, Rostschutz und chemische Produkte Hubert K. H a u c k

Anschrift: Wien 19., Billrothstraße 12

Zeichen des Antrages: Hei/O

Datum des Antrages: 26.9.1957

Antrag eingelangt am: 26.9.1957

Prüfgut eingelangt am: 26.9.1957

POSTSPARKASSEN-KONTO: WIEN 1.759 | FERNSCHREIBER: 01-2100 | FERNSPRECHER: A-29-5-75/Kl. 81 | Eigener Fernsprecher: B-47-2-84

Beantragt wurde die Untersuchung, Überprüfung und Begutachtung des NOXOL-Schutzverfahrens mit und ohne Abdeckung mit Plastik- oder Metallfolien in Anwendung zum Korrosions- und Bautenschutz.

<u>Ergebnis der Untersuchung:</u>

Noxol ist eine schwarze Anstrichmasse auf Bitumenbasis, die nicht erhärtet und plastisch bleibt. Der Anstrich erfolgt mit einem eigenen Noxol-Pinsel (große, kurz abgebundene und gerade geschnittene Pinsel) in der Weise, daß das Präparat kreisförmig zu einer satten Schichte aufgerieben wird.

a) <u>Ausgiebigkeit:</u>

Anstrich von Stahlrohren	1,8 m^2/kg
Anstrich von Blechen	2,0 m^2/kg
Anstrich von Betonplatten	1,5 m^2/kg
Anstrich von Grundmauern	1,2 m^2/kg

b) <u>Wasserstrahlempfindlichkeit:</u>

Unmittelbar nach dem Anstrich einer Blechrinne wurde diese durch fünf Stunden mit einem Wasserstrahl (Druck etwa 4,5 atü) bei 20°C beschickt. Die Abtragung betrug	16,6 %
Derselbe Versuch wurde nach 8-tägiger Klimatisierung 20°C/65 % r.Lf. wiederholt. Die Abtragung betrug nunmehr	0,2 %

c) <u>Eishaftung:</u>

Probekörper wurden insgesamt 10 mal in wasserbehaftetem Zustand durch je 24 Stunden eingefrostet auf -20°C, die anschließenden Beobachtungen zeigten	keine Eishaftung

d) <u>Korrosionsbeständigkeit:</u>

Mit Noxol bestrichene Bleche wurden im Naßtest (Salzaerosol bei 15°C) als extremster Korrosionsprüfung erprobt, wobei die Salzaerosoleinwirkung noch durch Zusatz von Schwefeldioxyd und Rauchgasen verstärkt wurden:	nach 400 Stunden ohne Korrosionserscheinungen

e) <u>Verarbeitbarkeit auf nassen Flächen bzw. unter strömendem Wasser:</u>

Blech- und Betontafeln wurden in nassem Zustand sowie unter ruhigem und strömendem Wasser mit Noxol satt eingestrichen (siehe Bilder 1, 2, 3):	gute Filmbildung und ausreichender Oberflächenschutz

f) <u>Abdeckbarkeit von Noxolanstrichen mit Folien:</u>

Satte Anstriche auf Holz und Blechen wurden mit Bitumenplastik- und Metall-(Al)-Folien abgedeckt (siehe Bilder 4 + 5):	gute Haftung der Plastik- und Metallfolien.

Gutachten:

Die Anwendung von NOXOL zeigte, daß durch Aufbringung dieses Präparates auf oberflächengefährdete Werkstoffe wie Holz, Eisen und Beton als satter Film ein ausgezeichneter Oberflächenschutz erzielt werden kann, der auch extremen Beanspruchungen durch aggressive Medien gewachsen ist.

Ein besonderer Vorteil wird darin erblickt, daß NOXOL auch auf wasserbehaftete Oberflächen aufgebracht werden kann und daß darüber hinaus vor allem bei Beton bei sorgfältiger Arbeitsausführung Befilmungen auch unter Wasser durchgeführt werden können.

Die NOXOL-Filme können zusätzlich noch durch gut haftende Plastik- bzw. Metallfolien, selbstverständlich auch durch Glasgewebe-Isolierbahnen abgedeckt werden.

Somit erscheint das NOXOL-Schutzverfahren für Oberflächen von Bauelementen (Holz, Beton, Eisen) wie für Druckrohrleitungen u.ä. sehr gut geeignet. Besonders hervorgehoben wird die Möglichkeit, auch Betonteile im strömenden Wasser (Brücken etc.) nachträglich vor dem Einfluß aggressiver Wässer zu schützen.

-.-.-.-.-

Wien, den 29. November 1957.

Technische Bundeslehr- und Versuchsanstalt

Technologisches Gewerbemuseum

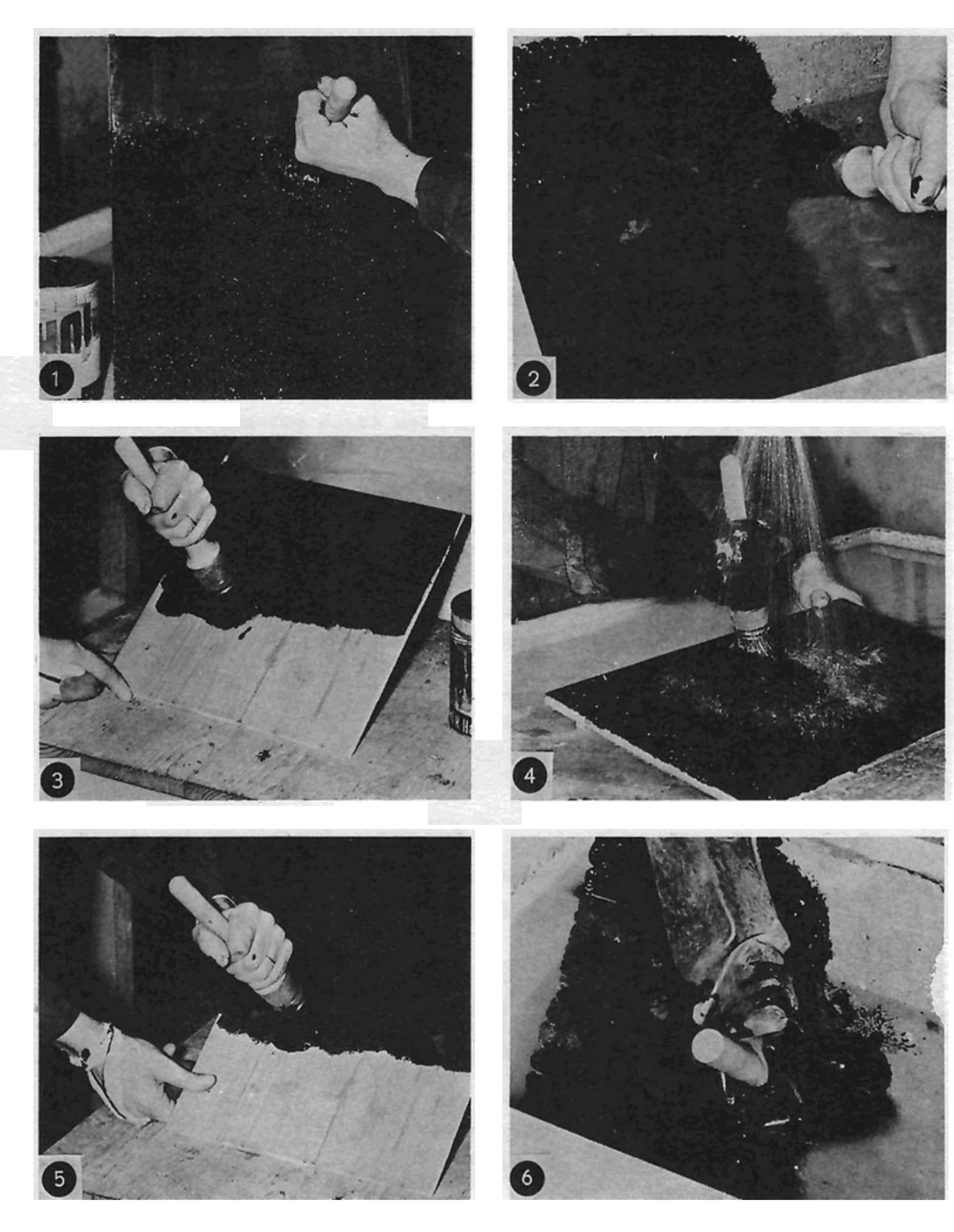
Der Direktor:

Der Leiter der Versuchsanstalt:

Gutachter:

Auszugsweise Wiedergabe von Gutachten oder Zeugnissen ist nur nach Vorlage des gewünschten Textes mit schriftlicher Zustimmung der Versuchsanstalt zulässig.

Die ermittelten Analysenwerte beziehungsweise die aus denselben gefolgerten Schlüsse beziehen sich ausnahmslos auf die übergebene und hierorts für die Dauer eines Jahres amtlich aufbewahrte Materialprobe.



Ausführliche Auskünfte über praktische Nutzanwendung und Referenzen über 25 jähr.Bewährung bei Großkraftwerken und Anbote auch über Durchführung von Garantieanstrichen, erteilt die Schutzmarkeninhaberin und Erzeugungsfirma

SPEZIAL-LACK- u.ROSTSCHUTZFARBENFABRIK
CHEM. PRODUKTE
Hubert K. H A U C K
WIEN 19., Billrothstr. 12 Tel. 32-13-23